

BỘ XÂY DỰNG

**HƯỚNG DẪN THIẾT KẾ KẾT CẤU BÊ TÔNG ÚNG
SUẤT TRƯỚC THEO TIÊU CHUẨN CHÂU ÂU**

HÀ NỘI, 10/2022

**BỘ XÂY DỰNG
VỤ KHOA HỌC CÔNG NGHỆ & MT**

**BỘ NÔNG NGHIỆP & PTNT
TRƯỜNG ĐẠI HỌC THỦY LỢI**

NHIỆM VỤ KHOA HỌC VÀ CÔNG NGHỆ CẤP BỘ

HƯỚNG DẪN THIẾT KẾ KẾT CẤU

BÊ TÔNG ỨNG SUẤT TRƯỚC THEO TIÊU CHUẨN CHÂU ÂU

Mã số: RD 28-18

**HƯỚNG DẪN THIẾT KẾ KẾT CẤU BÊ TÔNG ỨNG
SUẤT TRƯỚC THEO TIÊU CHUẨN CHÂU ÂU**

Xác nhận của tổ chức chủ trì

(ký, họ tên, đóng dấu)



PHÓ HIỆU TRƯỞNG

PGS.TS Nguyễn Cảnh Thái

Chủ nhiệm đề tài

(ký, họ tên)

Nguyễn Tiến Chương

HÀ NỘI, 10/2022

MỤC LỤC

LỜI NÓI ĐẦU	v
Chương 1. HƯỚNG DẪN CHUNG	1
1.1. PHẠM VI ÁP DỤNG	1
1.2. TÀI LIỆU VIỆN DẪN	1
1.3. THUẬT NGỮ VÀ KÝ HIỆU	1
Chương 2. CƠ SỞ THIẾT KẾ KẾT CẤU BÊ TÔNG ỨNG SUẤT TRƯỚC THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN	6
2.1. NHỮNG NGUYÊN LÝ CƠ BẢN CỦA THIẾT KẾ KẾT CẤU THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN	6
2.1.1. Nguyên tắc chung	6
2.1.2. Các tình huống thiết kế	6
2.1.3. Các trạng thái giới hạn cực hạn	6
2.1.4. Các trạng thái giới hạn sử dụng	7
2.1.5. Thiết kế theo trạng thái giới hạn	7
2.2. TẢI TRỌNG VÀ TÁC ĐỘNG	7
2.2.1. Phân loại tải trọng	7
2.2.2. Giá trị đặc trưng của tải trọng	8
2.2.3. Hệ số riêng của tải trọng	9
2.2.4. Hệ số riêng của ứng suất trước	9
2.3. TỔ HỢP TẢI TRỌNG	10
2.3.1. Các tổ hợp tải trọng khi tính toán theo trạng thái giới hạn cực hạn	10
2.3.2. Các tổ hợp tải trọng khi tính toán theo trạng thái giới hạn sử dụng	11
2.4. CÁC ĐẶC TRƯNG TÍNH TOÁN CỦA VẬT LIỆU	12
2.4.1. Cường độ đặc trưng của vật liệu	12
2.4.2. Hệ số riêng đối với vật liệu	13
2.5. TÍNH TOÁN KẾT CẤU THEO CÁC TRẠNG THÁI GIỚI HẠN	13
2.5.1. Tính toán kết cấu theo trạng thái giới hạn độ bền	13
2.5.2. Tính toán kết cấu theo trạng thái giới hạn sử dụng	14
2.6. THIẾT KẾ KẾT CẤU BÊ TÔNG ỨNG SUẤT TRƯỚC THEO ĐỘ BỀN LÂU	15
Chương 3. VẬT LIỆU BÊ TÔNG VÀ CỐT THÉP	19
3.1. Bê tông	19
3.1.1. Cường độ chịu nén	19
3.1.2. Cường độ chịu kéo	20
3.1.3. Cường độ chịu kéo và chịu nén tính toán	21
3.1.4. Đường cong ứng suất nén – biến dạng của bê tông trong phân tích phi tuyến kết cấu	21

3.1.5. Mô đun đàn hồi	22
3.1.6. Hệ số từ biến	22
3.1.7. Biến dạng co ngót	24
3.1.8. Giãn nở nhiệt.....	25
3.2. Cốt thép.....	25
3.2.1. Cường độ và độ dẻo	26
3.2.2. Mô đun đàn hồi	27
3.2.3. Đường cong ứng suất biến dạng: Các giả thiết thiết kế.....	27
3.2.4. Hệ số dẫn nở nhiệt và trọng lượng riêng	28
3.3. Cốt thép căng	29
3.3.1. Cường độ và độ dẻo	30
3.3.2. Mô đun đàn hồi	31
3.3.3. Đường cong ứng suất biến dạng	31
Chương 4. TÍNH TOÁN DÀM BÊ TÔNG ỨNG SUẤT TRƯỚC THEO ĐIỀU KIỆN SỬ DỤNG	35
4.1. KHÁI QUÁT CHUNG	35
4.2. TÍNH TOÁN THEO ỨNG SUẤT CHO PHÉP	35
4.2.1. Ứng suất cho phép trong bê tông và trong cốt thép căng	35
4.2.2. Ứng suất cho phép trong bê tông.....	35
4.2.3. Ứng suất cho phép trong cốt thép căng	36
4.2.4. Tính toán tiết diện theo ứng suất cho phép.....	36
4.3. TÍNH TOÁN NỨT	48
4.3.1. Quy định chung.....	48
4.3.2. Hàm lượng cốt thép tối thiểu	48
4.3.3. Tính toán chiều rộng vết nứt.....	51
4.4. TÍNH TOÁN THEO BIẾN DẠNG	56
4.4.1. Quy định chung.....	56
4.4.2. Độ võng ngắn hạn của cấu kiện không nứt.....	57
4.4.3. Độ võng ngắn hạn của cấu kiện bị nứt.....	58
4.4.4. Độ võng dài hạn	58
4.5. TỔN HAO ỨNG SUẤT TRƯỚC	60
4.5.1. Các loại tổn hao ứng suất.....	60
4.5.2. Xác định các tổn hao ứng suất trước	61
4.5.3. Tổn hao theo thời gian	64
Chương 5. TÍNH TOÁN DÀM BÊ TÔNG ỨNG SUẤT TRƯỚC THEO ĐỘ BỀN CHỊU UỐN	69
5.1. KHÁI QUÁT CHUNG	69
5.2. PHƯƠNG PHÁP TÍNH TOÁN MÔ MEN GIỚI HẠN	69

5.2.1. Các giả thiết tính toán	69
5.2.2. Biến dạng và ứng suất trong bê tông tại vùng nén.....	69
5.2.3. Biến dạng và ứng suất trong cốt thép căng	71
5.2.4. Mô men giới hạn.....	72
5.2.5. Chiều cao vùng nén giới hạn	73
5.3. TÍNH TOÁN ĐỘ BỀN UỐN CỦA CẤU KIỆN TIẾT DIỆN CHỮ NHẬT.....	73
5.3.1. Cấu kiện tiết diện chữ nhật có cốt thép căng bám dính trong vùng kéo.....	73
5.3.2. Cấu kiện có tiết diện chữ nhật có cốt thép căng bám dính và cốt thép không căng	76
5.4. TÍNH TOÁN CỐT THÉP KHÔNG CĂNG THEO ĐỘ BỀN UỐN.....	80
5.4.1. Tính toán cốt thép không căng trong vùng kéo	80
5.4.2. Tính toán cốt thép không căng trong vùng nén	83
5.5. CẤU KIỆN CÓ CÁNH.....	86
5.6. CẤU KIỆN BÊ TÔNG ỨNG SUẤT TRƯỚC SỬ DỤNG CỐT THÉP CĂNG KHÔNG BẮM DÍNH	92
Chương 6. TÍNH TOÁN DÀM THEO ĐỘ BỀN CHỊU CẮT VÀ CHỊU XOẮN	94
6.1. KHÁI QUÁT CHUNG	94
6.2. TÍNH TOÁN DÀM THEO ĐỘ BỀN CHỊU CẮT	94
6.2.1. Cấu kiện không bố trí cốt thép chịu cắt	94
6.2.2. Cấu kiện có bố trí cốt thép chịu cắt	96
6.2.3. Độ bền chịu cắt ở gần gối tựa	98
6.2.4. Một số quy định khác.....	99
6.2.4.3. Khoảng cách lớn nhất giữa các cốt đai	100
6.2.4.4. Bề rộng dầm danh nghĩa	100
6.2.4.5. Lực kéo dọc bổ sung.....	101
6.2.4.6. Một số yêu cầu cấu tạo	101
6.3. QUY TRÌNH TÍNH TOÁN DÀM CHỊU CẮT.....	102
6.3.1. Lực cắt giữa sườn và cánh tiết diện chữ T.....	107
6.4. TÍNH TOÁN DÀM CHỊU XOẮN	109
6.4.1. Tổng quát	109
6.4.2. Quy trình tính toán dầm chịu xoắn	110
Chương 7. KẾT CẤU SIÊU TĨNH BÊ TÔNG ỨNG SUẤT TRƯỚC	117
7.1. Tổng quan	117
7.2. Tính toán kết cấu siêu tĩnh bê tông ứng suất trước.....	117
7.2.1. Tính toán đàn hồi	117
7.2.2. Tính toán theo sự phân phối lại nội lực	119
7.3. Dầm liên tục bê tông ứng suất trước.....	119
7.3.1. Quỹ đạo cốt thép căng trong dầm liên tục	119

7.3.2.	Tính toán theo trạng thái giới hạn sử dụng	121
7.3.3.	Tính toán theo trạng thái giới hạn độ bền	123
7.3.4.	Các bước thiết kế	123
7.4.	Khung siêu tĩnh bê tông ứng suất trước	135
Chương 8. CẤU TẠO BÊ TÔNG ỨNG SUẤT TRƯỚC VÀ THIẾT KẾ VÙNG NEO....		140
8.1.	CẤU TẠO BÊ TÔNG ỨNG SUẤT TRƯỚC	140
8.1.1.	Nguyên tắc chung	140
8.1.2.	Nguyên tắc bố trí thép căng	140
8.1.3.	Neo và bộ nối cốt thép căn.....	141
8.2.	VÙNG NEO TRONG BÊ TÔNG ỨNG SUẤT TRƯỚC CĂNG TRƯỚC	141
8.2.1.	Khái niệm chung	141
8.2.2.	Truyền ứng suất trước.....	142
8.2.3.	Neo cốt thép căng đối với trạng thái giới hạn độ bền.....	143
8.3.	VÙNG NEO TRONG BÊ TÔNG ỨNG SUẤT TRƯỚC CĂNG SAU	145
8.3.1.	Phân tích nội lực trong vùng neo	147
8.3.2.	Tính toán và bố trí cốt thép ngang	152
8.4.	TÍNH TOÁN ÉP MẶT PHÍA SAU NEO.....	153
	Ví dụ 8.1.....	153
	Ví dụ 8.2.....	157
	Ví dụ 8.3: Neo đơn đúng tâm dầm chữ T	163
	Kiểm tra mô men trong mặt phẳng thẳng đứng:	163
	Kiểm tra mô men trong mặt phẳng nằm ngang:	165
	Ví dụ 4. Thiết kế vùng neo dầm chữ T sử dụng phương pháp thiết kế sử dụng mô hình dàn ảo	166
TÀI LIỆU THAM KHẢO		169

LỜI NÓI ĐẦU

Tài liệu này hướng dẫn thiết kế kết cấu bê tông ứng suất trước công trình dân dụng và công nghiệp theo Tiêu chuẩn châu Âu. Sách dùng làm tài liệu học tập cho học viên cao học và sinh viên đại học ngành kỹ thuật xây dựng; làm tài liệu tham khảo cho kỹ sư xây dựng và các độc giả quan tâm đến kết cấu bê tông ứng suất trước.

Tài liệu là kết quả nghiên cứu của Đề tài nghiên cứu cấp Bộ Xây dựng do Trường Đại học Thủy lợi chủ trì thực hiện.

Chương 1. HƯỚNG DẪN CHUNG

1.1. PHẠM VI ÁP DỤNG

Tài liệu này hướng dẫn thiết kế kết cấu bê tông ứng suất trước của các công trình dân dụng và công nghiệp theo tiêu chuẩn châu Âu EN 1992, không áp dụng cho kết cấu của các công trình thủy công, cầu, lớp phủ mặt đường ô tô và đường băng sân bay và của các công trình đặc biệt khác không thuộc lĩnh vực xây dựng dân dụng và công nghiệp.

Các hướng dẫn trong tài liệu này tuân theo nguyên tắc và các yêu cầu về an toàn và sử dụng kết cấu phù hợp với tiêu chuẩn EN 1990.

Tài liệu này chỉ hướng dẫn thiết kế kết cấu bê tông ứng suất trước theo độ bền, điều kiện sử dụng và độ bền lâu. Những yêu cầu khác, ví dụ như khả năng chịu lửa, cách âm, cách nhiệt của kết cấu, không được đề cập ở đây.

1.2. TÀI LIỆU VIỆN DẪN

Hướng dẫn này được sử dụng đồng thời với các tiêu chuẩn sau :

EN 1990 :	Cơ sở thiết kế kết cấu
EN 1991 :	Các tác động lên kết cấu
EN 1992 :	Thiết kế kết cấu bê tông
EN 1998 :	Thiết kế kết cấu chống động đất
EN 197-1 :	Xi măng : Thành phần, điều kiện kỹ thuật và tiêu chí phù hợp đối với xi măng thông dụng
EN 206-1 :	Bê tông : Điều kiện kỹ thuật, tính năng, sản xuất và sự phù hợp
EN 12390 :	Thí nghiệm bê tông đông cứng
EN 10080 :	Cốt thép bê tông
EN 10138 :	Cốt thép ứng suất trước
EN ISO 17760 :	Hàn cốt thép
ENV 13670 :	Thi công kết cấu bê tông
EN 13791 :	Thí nghiệm bê tông
EN ISO 15630 :	Cốt thép ứng suất trước : Các phương pháp thí nghiệm

1.3. THUẬT NGỮ VÀ KÝ HIỆU

Chữ cái Latinh in

A	Tác động đặc biệt
A	Diện tích tiết diện ngang
A_c	Diện tích tiết diện ngang của bê tông
A_p	Diện tích tiết diện thanh căng hoặc các thanh căng
A_s	Diện tích tiết diện cốt thép thường
$A_{s,min}$	Diện tích tiết diện tối thiểu của cốt thép
A_{sw}	Diện tích tiết diện cốt thép chịu cắt
D	Đường kính uốn cốt thép
D_{Ed}	Hệ số hồng do môi
E	Hệ quả tác động
$E_c, E_{c(28)}$	Mô đun đàn hồi tiếp tuyến của bê tông ở ứng suất $\sigma_c = 0$ và tuổi 28 ngày
$E_{c,eff}$	Mô đun đàn hồi tính toán của bê tông
E_{cd}	Giá trị tính toán mô đun đàn hồi của bê tông
E_{cm}	Mô đun đàn hồi cát tuyến của bê tông
$E_{c(t)}$	Mô đun đàn hồi tiếp tuyến của bê tông ở ứng suất $\sigma_c = 0$ và tuổi t ngày
E_p	Giá trị tính toán mô đun đàn hồi của cốt thép căng
E_s	Giá trị tính toán mô đun đàn hồi của cốt thép
EI	Độ cứng chống uốn
EQU	Cân bằng tĩnh lực
F	Tác động
F_d	Giá trị tính toán của tác động
F_k	Giá trị đặc trưng của tác động
G_k	Giá trị đặc trưng của tác động thường xuyên (không đổi)
I	Mô men quán tính của tiết diện
L	Chiều dài
M	Mô men uốn
M_{Ed}	Giá trị tính toán của mô men uốn nội lực
N	Lực dọc trục
N_{Ed}	Giá trị tính toán của lực dọc trục
P	Lực ứng suất trước
P_0	Lực ban đầu tại đầu kéo cốt thép căng sau khi gây ứng suất trước
Q_k	Giá trị đặc trưng của tác động thay đổi
Q_{fat}	Giá trị đặc trưng của tải trọng mỏi
R	Độ bền

S	Nội lực
S	Mô men tĩnh của tiết diện
SLS	Trạng thái giới hạn sử dụng
T	Mô men xoắn
T_{Ed}	Giá trị tính toán của mô men xoắn
ULS	Trạng thái giới hạn độ bền
V	Lực cắt
V_{Ed}	Giá trị tính toán của lực cắt

Chữ cái Latinh thường

a	Khoảng cách
a	Số liệu hình học
Δa	Sai số của số liệu hình học
b	Chiều rộng của tiết diện ngang, của cánh chữ T hoặc chữ L
b_w	Chiều rộng của sườn chữ T, chữ I hoặc L
d	Đường kính, chiều sâu
d	Chiều cao tính toán của tiết diện ngang
d_g	Kích thước danh nghĩa lớn nhất của cốt liệu thô
e	Độ lệch tâm
f_c	Cường độ chịu nén của bê tông
f_{cd}	Cường độ chịu nén tính toán của bê tông
f_{ck}	Cường độ chịu nén đặc trưng theo mẫu trụ của bê tông ở tuổi 28 ngày
f_{cm}	Giá trị trung bình cường độ chịu nén theo mẫu trụ của bê tông
f_{ctk}	Cường độ chịu kéo đặc trưng của bê tông
f_{ctm}	Giá trị trung bình cường độ chịu kéo của bê tông
f_p	Cường độ chịu kéo của cốt thép căng
f_{pk}	Cường độ chịu kéo đặc trưng của cốt thép căng
$f_{p0.1}$	Cường độ chịu kéo của cốt thép căng ứng với biến dạng dư 0,1%
$F_{p0.1k}$	Cường độ chịu kéo đặc trưng của cốt thép căng ứng với biến dạng dư 0,1%
$f_{0.2k}$	Cường độ chịu kéo của cốt thép ứng với biến dạng dư 0,2%
f_t	Cường độ chịu kéo của cốt thép
f_{tk}	Cường độ chịu kéo đặc trưng của cốt thép
f_y	Cường độ chảy dẻo của cốt thép
f_{yd}	Cường độ chảy dẻo tính toán của cốt thép
f_{yk}	Cường độ chảy dẻo đặc trưng của cốt thép
f_{ywd}	Cường độ chảy dẻo tính toán của cốt thép chịu cắt

h	Chiều cao
h	Chiều cao toàn bộ tiết diện ngang
i	Bán kính quán tính
k	Hệ số
l	Chiều dài, nhịp
m	Khối lượng
r	Bán kính
l/r	Độ cong của đoạn cấu kiện
t	Chiều dày
t	Thời gian bắt đầu xem xét
t ₀	Tuổi của bê tông khi bắt đầu chất tải
u	Chi vi tiết diện ngang
u,v,w	Các thành phần chuyển vị của điểm
x	Độ cao của trục trung hòa
x,y,z	Tọa độ
z	Cánh tay đòn của nội lực

Chữ cái Hy Lạp

α	Góc, tỷ số
β	Góc, tỷ số, hệ số
γ	Hệ số riêng
γ_A	Hệ số riêng của tác động đặc biệt
γ_C	Hệ số riêng của bê tông
γ_F	Hệ số riêng của tác động
$\gamma_{F,fat}$	Hệ số riêng của tác động mỏi
$\gamma_{F,fat}$	Hệ số riêng của tác động mỏi của bê tông
γ_G	Hệ số riêng của tác động thường xuyên
γ_M	Hệ số riêng của vật liệu
γ_P	Hệ số riêng của tác động của lực ứng suất trước
γ_Q	Hệ số riêng của tác động thay đổi
γ_S	Hệ số riêng của cốt thép thường, cốt thép căng
$\gamma_{S,fat}$	Hệ số riêng của cốt thép thường hoặc cốt thép căng do mỏi
γ_f	Hệ số riêng của tác động không xét đến độ không chính xác của mô hình
γ_g	Hệ số riêng của tác động thường xuyên không xét đến độ không chính xác của mô hình

γ_m	Hệ số riêng của đặc trưng vật liệu chỉ xét đến tính không chính xác của đặc trưng vật liệu
δ	Tỷ số gia tăng / tỷ số phân phối lại
ζ	Hệ số giảm / hệ số phân phối lại
ε_c	Biến dạng nén của bê tông
ε_{c1}	Biến dạng nén của bê tông tại ứng suất lớn nhất f_c
ε_{cu}	Biến dạng nén giới hạn của bê tông
ε_u	Biến dạng củ cốt thép thường và cốt thép căng khi tải trọng lớn nhất
ε_{uk}	Biến dạng đặc trưng của cốt thép thường và cốt thép căng khi tải trọng lớn nhất
θ	Góc
λ	Tỷ số độ mảnh
μ	Hệ số ma sát giữa cốt thép căng và ống lồng
ν	Hệ số Poison
ν	Hệ số giảm độ bền đối với bê tông có vết nứt khi chịu cắt
ξ	Tỷ số cường độ bám dính của cốt thép căng và cốt thép thường
ρ	Khối lượng thể tích khô của bê tông, kg/m^3
ρ_{1000}	Giá trị tổn hao ứng suất do chùng (tính bằng %) tại thời điểm 1000 giờ sau khi căng và ở nhiệt độ trung bình 20°C
ρ	Hàm lượng cốt thép dọc
ρ_w	Hàm lượng cốt thép chịu cắt
σ_c	Ứng suất nén trong bê tông
σ_{cp}	Ứng suất nén trong bê tông do tải trọng dọc trục hoặc do ứng suất trước
σ_{cu}	Ứng suất nén trong bê tông tại biến dạng nén giới hạn
τ	ứng suất tiếp do xoắn
ϕ	Đường kính thanh cốt thép hoặc ống lồng cốt thép căng
ϕ_n	Đường kính tương đương của bó cốt thép căng
$\varphi(t, t_0)$	Hệ số từ biến, xác định từ biến giữa thời điểm t và t_0 , liên quan đến biến dạng đàn hồi ở tuổi 28 ngày
$\varphi(\infty, t_0)$	Hệ số từ biến cuối cùng
ψ	Hệ số xác định giá trị tiêu chuẩn của tác động thay đổi
	Ψ_0 đối với các giá trị tổ hợp
	Ψ_1 đối với các giá trị thường gặp
	Ψ_2 đối với các giá trị tựa thường xuyên

Chương 2. CƠ SỞ THIẾT KẾ KẾT CẤU BÊ TÔNG ỨNG SUẤT TRƯỚC THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN

2.1. NHỮNG NGUYÊN LÝ CƠ BẢN CỦA THIẾT KẾ KẾT CẤU THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN

2.1.1. Nguyên tắc chung

Theo tiêu chuẩn châu Âu EN 1992, kết cấu bê tông ứng suất trước được thiết kế theo phương pháp trạng thái giới hạn.

Các trạng thái giới hạn được phân thành các trạng thái giới hạn cực hạn và các trạng thái giới hạn sử dụng.

2.1.2. Các tình huống thiết kế

Khi thiết kế kết cấu công trình, cần xét đến các tình huống thiết kế sau đây:

- Tình huống thiết kế dài hạn, tương ứng với điều kiện sử dụng bình thường của kết cấu;
- Tình huống thiết kế ngắn hạn, tương ứng với điều kiện sử dụng kết cấu tạm thời, ví dụ như kết cấu làm việc trong quá trình thi công hoặc sửa chữa.
- Tình huống thiết kế bất thường, tương ứng với điều kiện xảy ra sự cố như va chạm, cháy nổ hoặc hậu quả của sự hư hỏng cục bộ;
- Tình huống thiết kế chống động đất, tương ứng với điều kiện xảy ra động đất có ảnh hưởng đến công trình.

Tình huống thiết kế được xem xét, có tính đến các trường hợp mà trong đó, kết cấu cần đáp ứng các chức năng của nó theo yêu cầu, cũng như ứng phó được mọi điều kiện có thể sẽ xảy ra trong thi công và sử dụng công trình.

2.1.3. Các trạng thái giới hạn cực hạn

Các trạng thái giới hạn cực hạn được xem xét bao gồm:

- Các trạng thái giới hạn có liên quan đến an toàn cho con người hoặc an toàn cho kết cấu;
- Các trạng thái giới hạn liên quan đến yêu cầu bảo vệ các thứ chứa đựng bởi kết cấu;
- Các trạng thái trước khi sụp đổ kết cấu được xem xét thay cho chính sự sụp đổ đó.

Những trạng thái giới hạn sau sẽ được kiểm tra khi cần thiết:

- Mất ổn định về vị trí của kết cấu hoặc bất cứ thành phần nào của kết cấu đó;

- Sụp đổ do biến dạng quá mức, biến đổi trạng thái của kết cấu hoặc bất cứ bộ phận nào của nó thành hệ cơ cấu, sự đứt gãy, mất ổn định kết cấu hoặc bất kỳ phần nào của nó, kể cả gối đỡ và nền móng;
- Sụp đổ do mỏi hoặc do các tác động phụ thuộc vào thời gian.

2.1.4. Các trạng thái giới hạn sử dụng

Các trạng thái giới hạn liên quan đến việc thực hiện chức năng của kết cấu hoặc bộ phận kết cấu trong quá trình sử dụng bình thường, sự thoải mái cho con người, bề ngoài của công trình, được phân loại thành các trạng thái giới hạn sử dụng.

Việc kiểm tra các trạng thái giới hạn sử dụng phải dựa trên các tiêu chuẩn liên quan đến các khía cạnh sau:

- Biến dạng ảnh hưởng đến hình thức bên ngoài công trình, sự thoải mái của người sử dụng hoặc việc thực hiện chức năng của kết cấu (gồm chức năng đảm bảo sự vận hành bình thường của máy móc hoặc các tải trọng sử dụng) hoặc biến dạng gây hư hại cho các lớp hoàn thiện công trình hoặc các bộ phận phi kết cấu;
- Dao động làm ảnh hưởng đến điều kiện sinh hoạt bình thường của con người hoặc hạn chế hiệu quả chức năng của kết cấu;
- Hư hại có thể gây ảnh hưởng bất lợi tới hình dạng, độ bền hoặc chức năng của kết cấu.

2.1.5. Thiết kế theo trạng thái giới hạn

Thiết kế theo trạng thái giới hạn phải dựa vào việc sử dụng các mô hình tải trọng và kết cấu cho các trạng thái giới hạn liên quan. Cần kiểm tra để không trạng thái giới hạn nào bị vượt quá khi các giá trị thiết kế liên quan tới các tác động, đặc tính vật liệu hoặc đặc tính sản phẩm và dữ liệu hình học được sử dụng trong những mô hình này.

Việc kiểm tra phải được tiến hành cho mọi tình huống thiết kế liên quan và các trường hợp tải trọng. Phương pháp kiểm tra trong Tiêu chuẩn Châu Âu là phương pháp hệ số riêng, ngoài ra trong tiêu chuẩn cũng quy định có thể sử dụng thiết kế trực tiếp dựa trên các phương pháp xác suất.

2.2. TẢI TRỌNG VÀ TÁC ĐỘNG

2.2.1. Phân loại tải trọng

Tiêu chuẩn Châu Âu phân biệt các dạng tải trọng sau đây:

- **Tải trọng thường xuyên (G):**

Tải trọng thường xuyên là tải trọng tác dụng lên kết cấu trong suốt quá trình sử dụng, ví dụ trọng lượng bản thân kết cấu công trình như cột, dầm, sàn, mái, tường, các lớp hoàn thiện, các thiết bị gắn trên công trình...

- **Tải trọng tạm thời (Q):**

Tải trọng tạm thời (tải trọng thay đổi) là tải trọng có thể không xuất hiện hoặc xuất hiện ở vị trí này hay vị trí khác, ở thời điểm này hoặc thời điểm khác trên kết cấu. Các tải trọng tạm thời thường gặp là hoạt tải sàn, hoạt tải mái, hoạt tải cầu thang, tải trọng gió...

Tải trọng tạm thời được chia thành tải trọng tạm thời chính và tải trọng tạm thời kèm theo. Thí dụ cùng một lúc phải tính toán với tải trọng gió và hoạt tải sử dụng, nếu coi tải trọng gió là tải trọng tạm thời chính thì hoạt tải sử dụng là tải trọng kèm theo và ngược lại.

- **Tải trọng bất thường (A):**

Tải trọng bất thường như các tác động động lực của rung động, sóng, xung, tải trọng được gây ra do sự cố kỹ thuật, do cháy, do nổ, tác động của động đất...

2.2.2. Giá trị đặc trưng của tải trọng

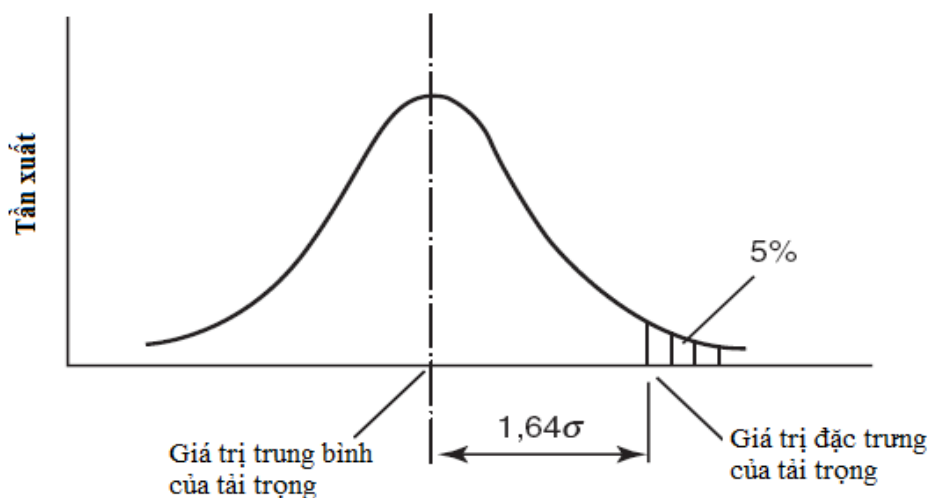
Giá trị đặc trưng của tải trọng, hay còn gọi là tải trọng đặc trưng, là giá trị tải trọng xuất hiện trên kết cấu với xác suất vượt không quá 5%. Trường hợp sự phân bố giá trị tải trọng là phân bố chuẩn (Hình 2-1), tải trọng đặc trưng được xác định theo biểu thức:

$$\text{Tải trọng đặc trưng} = \text{tải trọng trung bình} \pm 1,64 \text{ độ lệch chuẩn.}$$

Dấu + được dùng khi tải trọng tăng lên làm giảm độ an toàn của kết cấu, còn dấu - được dùng khi tải trọng giảm xuống làm giảm độ an toàn của kết cấu.

Tuy nhiên, do thiếu số liệu thống kê nên trong thực tế thường cho giá trị trung bình, giá trị cận trên hoặc cận dưới.

Giá trị đặc trưng của tải trọng thường được cho trong tiêu chuẩn và thường gọi là tải trọng.



Hình 2-1 Biểu đồ phân bố tần suất của tải trọng

2.2.3. Hệ số riêng của tải trọng

Tính toán kết cấu theo trạng thái giới hạn phải xét đến những sai lệch tải trọng có thể xảy ra trong thiết kế (sự không chính xác do tính toán, thay đổi bất thường hoặc kích thước không chính xác...) bằng cách đưa vào hệ số an toàn riêng đối với mỗi tải trọng (gọi tắt là hệ số riêng) γ_f . Giá trị tải trọng dùng trong thiết kế là:

$$\text{Tải trọng thiết kế} = \text{tải trọng đặc trưng} \times \text{hệ số riêng } \gamma_f.$$

Các giá trị riêng γ_f đối với các tải trọng dùng trong tính toán theo trạng thái giới hạn cực hạn (trạng thái giới hạn về cường độ) được cho trong Bảng 2-1. Bảng 2-2 là các giá trị riêng γ_f đối với các tải trọng khi tính toán theo trạng thái giới hạn sử dụng.

Bảng 2-1 Hệ số riêng γ_f đối với các tải trọng khi tính toán theo trạng thái giới hạn cực hạn

Dùng khi	Tải trọng thường xuyên G_k		Tải trọng tạm thời chính $Q_{k,1}$		Tải trọng tạm thời kèm theo $Q_{k,i}$	
	Bất lợi	Có lợi	Bất lợi	Có lợi	Bất lợi	Có lợi
Tính toán ổn định tĩnh	1,10	0,9	1,50	0	1,50	0
Tính toán cấu kiện (không tính động đất)	1,35	1,00	1,5	0	1,5	0
Tính toán cùng lúc cả (1) và (2)	1,35	1,15	1,50	0	1,50	0

Bảng 2-2 Hệ số riêng γ_f đối với các tải trọng khi tính toán theo trạng thái giới hạn sử dụng

Dùng cho	Tải trọng thường xuyên	Tải trọng tạm thời
Tất cả các trường hợp tính toán	1,0	1,0

Trong các Bảng 2-1 và Bảng 2-2 : G_k là tải trọng thường xuyên, Q_k là tải trọng tạm thời.

Từ “bất lợi” để chỉ trường hợp tải trọng gây ra bất lợi cho kết cấu, tức là làm cho nội lực ở tiết diện tính toán tăng lên.

Từ “có lợi” để chỉ trường hợp tải trọng không gây ra bất lợi cho kết cấu, tức là làm cho nội lực ở tiết diện tính toán giảm đi.

2.2.4. Hệ số riêng của ứng suất trước

Ứng suất trước trong hầu hết các tình huống đều có lợi và khi tính toán theo trạng thái giới hạn độ bền phải sử dụng hệ số $\gamma_{p, fav} = 1,0$. Giá trị tính toán của ứng suất trước có thể dựa vào

giá trị trung bình của lực gây ứng suất trước. Trong tính toán theo trạng thái giới hạn về ổn định với ứng suất trước căng ngoài, khi tăng giá trị ứng suất trước có thể bất lợi, phải sử dụng hệ số $\gamma_{P,unfav} = 1,3$ đối với tính toán tổng thể. Trong tính toán kiểm tra tác dụng cục bộ, ví dụ như tác dụng cục bộ của neo các bó cốt thép căng, phải sử dụng hệ số $\gamma_{P,unfav} = 1,2$.

2.3. TỔ HỢP TẢI TRỌNG

2.3.1. Các tổ hợp tải trọng khi tính toán theo trạng thái giới hạn cực hạn

Khi tổ hợp tải trọng, ngoài hệ số riêng đối với tải trọng, cần nhân thêm hệ số tổ hợp ψ .

Tính toán theo trạng thái giới hạn về độ bền cần xét đến các tổ hợp tải trọng sau:

- Tổ hợp cơ bản dùng cho tình huống thiết kế ngắn hạn hoặc dài hạn. Trong tổ hợp này, hệ số tổ hợp được lấy như sau:
 - Đối với tải trọng thường xuyên, hệ số tổ hợp $\psi = 1,0$;
 - Khi chỉ có một loại tải trọng tạm thời $\psi = 1,0$;
 - Khi có nhiều hơn một loại tải trọng tạm thời, thì đối với tải trọng tạm thời chính lấy $\psi = 1,0$ còn các tải trọng tạm thời kèm theo được nhân với hệ số ψ_0 .

Có thể biểu thị giá trị tổ hợp nội lực như sau:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (2.1)$$

Trong biểu thức (2.1):

dấu (+) có nghĩa là cùng tác dụng;

dấu Σ chỉ các tải trọng cùng tác dụng.

Số hạng thứ nhất trong vế trái của (2.1) biểu thị tổng hệ quả tác dụng của các tải trọng thường xuyên; số hạng thứ hai biểu thị hệ quả tác dụng của tải trọng tạm thời chính với $\psi = 1,0$; số hạng thứ ba biểu thị tổng hệ quả tác dụng của các tải trọng tạm thời kèm theo với các hệ số ψ_0 tương ứng trong Bảng 2-3.

Bảng 2-3 Giá trị của hệ số tổ hợp ψ trong các tổ hợp tải trọng

Tải trọng	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Tải trọng trong nhà, theo EN 1991-1-1	0,7	0,5	0,3
Loại A: nhà ở, biệt thự	0,7	0,5	0,3
Loại B: văn phòng	0,7	0,7	0,6

Loại C: phòng họp	0,7	0,7	0,6
Loại D: cửa hàng	1,0	0,9	0,8
Loại E: kho	0,7	0,7	0,6
Loại F: diện tích giao thông, 30KN < trọng lượng phương tiện < 160KN	0,7	0,5	0,3
Loại H: hoạt tải mái	0,7	0,0	0,0
Tải trọng gió tác dụng lên nhà, theo EN 1991-1-4	0,5	0,2	0,0

- Tổ hợp bất thường (sự cố), dùng cho tính toán trường hợp bất thường. Có thể biểu thị giá trị tổ hợp nội lực như sau:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_d + (\psi_{1,1} \wedge \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (2.2)$$

Trong biểu thức (2.2), số hạng thứ nhất trong vế trái biểu thị tổng hệ quả tác dụng của các tải trọng thường xuyên; số hạng thứ hai biểu thị hệ quả tác dụng của tải trọng bất thường; số hạng thứ ba biểu thị tổng hệ quả tác dụng của tải trọng tạm thời chính với hệ số tổ hợp ψ_1 hoặc ψ_2 (Bảng 2.3); số hạng thứ tư biểu thị tổng hệ quả tác dụng của các tải trọng tạm thời kèm theo với các hệ số ψ_2 (Bảng 2.3).

- Tổ hợp có tác động của động đất, tương ứng với trường hợp thiết kế kháng chấn. Có thể biểu thị giá trị tổ hợp nội lực như sau:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_{Ed} + (\psi_{1,1} \wedge \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (2.3)$$

Trong biểu thức (2.3), số hạng thứ nhất trong vế trái biểu thị tổng hệ quả tác dụng của các tải trọng thường xuyên; số hạng thứ hai biểu thị hệ quả tác dụng của tải trọng động đất; số hạng thứ ba biểu thị tổng hệ quả tác dụng của tải trọng tạm thời chính với hệ số tổ hợp ψ_1 hoặc ψ_2 (Bảng 2.3); số hạng thứ tư biểu thị tổng hệ quả tác dụng của các tải trọng tạm thời kèm theo với các hệ số ψ_2 (Bảng 2.3).

2.3.2. Các tổ hợp tải trọng khi tính toán theo trạng thái giới hạn sử dụng

- Tổ hợp đặc trưng, thường dùng cho các trạng thái giới hạn không phục hồi. Có thể biểu thị giá trị tổ hợp nội lực như sau:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (2.4)$$

Trong biểu thức (2.4), số hạng thứ nhất trong vế trái biểu thị tổng hệ quả tác dụng của các tải trọng thường xuyên; số hạng thứ hai biểu thị hệ quả tác dụng của tải trọng tạm thời chính; số hạng thứ ba biểu thị tổng hệ quả tác dụng các tải trọng tạm thời kèm theo với các hệ số ψ_2 (Bảng 2.3).

- Tổ hợp ngắn hạn, thường dùng cho các trạng thái giới hạn phục hồi. Có thể biểu thị giá trị tổ hợp nội lực như sau:

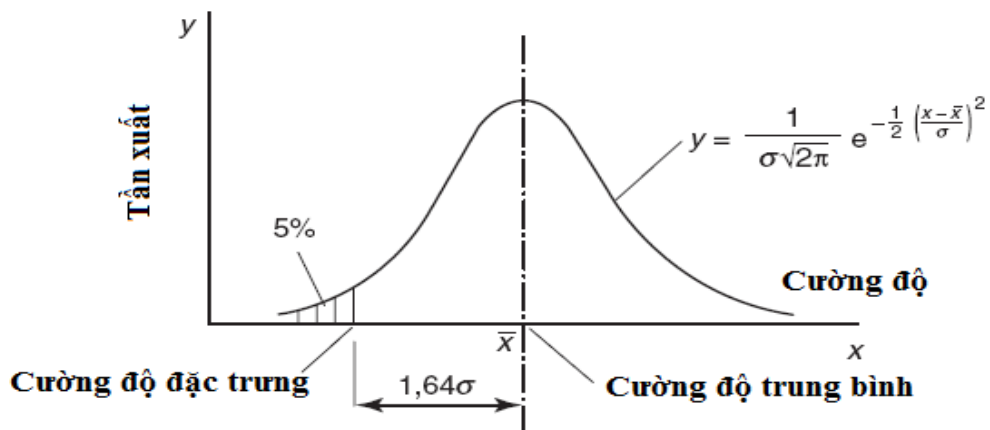
$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (2.5)$$

- Tổ hợp dài hạn, thường dùng để tính hiệu ứng dài hạn và các biểu hiện bề ngoài như nứt, võng... Có thể biểu thị giá trị tổ hợp nội lực như sau:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (2.6)$$

2.4. CÁC ĐẶC TRƯNG TÍNH TOÁN CỦA VẬT LIỆU

2.4.1. Cường độ đặc trưng của vật liệu



Hình 2-2 Biểu đồ phân bố tần suất của cường độ

Cường độ đặc trưng của vật liệu là giá trị cường độ đảm bảo xác suất an toàn là 95%. Khi giá trị của cường độ của vật liệu tuân theo quy luật phân bố chuẩn (Hình 2-2), giá trị đặc trưng của cường độ của vật liệu được xác định theo biểu thức:

$$f_k = f_m - 1,64\sigma \quad (2.7)$$

trong đó:

f_k – cường độ đặc trưng của vật liệu;

f_m – cường độ trung bình của các mẫu thử;

σ - độ lệch chuẩn.

2.4.2. Hệ số riêng đối với vật liệu

Cường độ của vật liệu dùng trong thiết kế hay cường độ tính toán của vật liệu được tính toán từ cường độ đặc trưng với một hệ số riêng $\gamma_m \geq 1,0$. Giá trị của hệ số γ_m được cho trong Bảng 2-4.

Bảng 2-4 Hệ số riêng đối với vật liệu bê tông và cốt thép khi tính theo trạng thái giới hạn cực hạn

Các tình huống thiết kế	γ_c đối với bê tông	γ_s đối với cốt thép thường	γ_s đối với cốt thép căng
Lâu dài và tạm thời	1,5	1,15	1,15
Đặc biệt	1,2	1,0	1,0

2.5. TÍNH TOÁN KẾT CẤU THEO CÁC TRẠNG THÁI GIỚI HẠN

2.5.1. Tính toán kết cấu theo trạng thái giới hạn độ bền

Tính toán theo trạng thái giới hạn cực hạn (về độ bền) đảm bảo cho kết cấu không bị phá hoại dưới tác dụng của tải trọng và tác động với một mức độ an toàn nào đó. Yêu cầu tính toán theo trạng thái giới hạn về độ bền của kết cấu theo tiêu chuẩn EN 1992 được thể hiện như sau:

$$E_d \leq R_d \quad (2.8)$$

trong đó:

E_d - nội lực tính toán lớn nhất có khả năng xuất hiện tại tiết diện tính toán, có sự phân biệt giá trị âm và dương của nội lực đó;

R_d - khả năng chịu lực bé nhất của tiết diện đang xét, phù hợp với dấu của E_d .

Nội lực tính toán phụ thuộc vào sơ đồ tính toán của kết cấu và giá trị tải trọng (tác động) có xét đến các hệ số an toàn và tổ hợp tải trọng trên kết cấu.

Trong EN 1992, giá trị tính toán của đặc tính của vật liệu được xác định theo biểu thức:

$$X_d \leq \eta \frac{X_k}{\gamma_m} \quad (2.9)$$

trong đó:

X_d - giá trị tính toán của đặc tính của vật liệu;

X_k - giá trị đặc trưng của đặc tính của vật liệu;

η - hệ số điều kiện làm việc của vật liệu kết cấu;

γ_m - hệ số riêng của vật liệu.

2.5.2. Tính toán kết cấu theo trạng thái giới hạn sử dụng

Trạng thái giới hạn sử dụng thường được xét đến về biến dạng (chuyển vị, góc xoay), nứt, rung động, mỏi, cháy, động đất, độ bền lâu...

Tiêu chuẩn EN 1992 phân biệt trạng thái giới hạn có phục hồi và trạng thái giới hạn không phục hồi. Trạng thái giới hạn có phục hồi tức là sau khi tác động gây nguy hiểm đã chấm dứt thì không còn một hậu quả nào ảnh hưởng đến điều kiện sử dụng. Trạng thái giới hạn không phục hồi tức là sau khi tác động gây nguy hiểm đã chấm dứt thì vẫn còn để lại hậu quả vượt quá yêu cầu về điều kiện sử dụng được quy định.

Yêu cầu tính toán theo trạng thái giới hạn về điều kiện sử dụng được biểu diễn như sau:

$$E_d \leq C_d \quad (2.10)$$

trong đó:

E_d - giá trị tính toán của tiêu chí về điều kiện sử dụng (biến dạng /chuyển vị/góc xoay, nứt, rung động, mỏi, cháy, động đất, độ bền lâu...);

C_d - giá trị giới hạn của tiêu chí về điều kiện sử dụng.

Thông thường tính toán theo trạng thái giới hạn về điều kiện sử dụng thường bao gồm tính toán nứt và tính toán theo biến dạng.

Tiêu chuẩn EN 1992 cho phép kết cấu bê tông ứng suất trước có thể bị nứt với chiều rộng vết nứt không vượt quá giới hạn như trong Bảng 2.5.

Bảng 2-5 Các giá trị giới hạn của chiều rộng vết nứt $w_{max}(mm)$

Loại môi trường	Cấu kiện bê tông cốt thép và bê tông ứng suất trước không bám dính	Cấu kiện bê tông ứng suất trước có bám dính
	Tổ hợp tải trọng tựa thường xuyên	Tổ hợp tải trọng thường gặp
X0, XC1	0,4 ¹	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 ²
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3		Giảm nén

Ghi chú¹: Đối với các loại môi trường tiếp xúc X0, XC1, chiều rộng vết nứt không ảnh hưởng đến độ bền lâu và giới hạn này được thiết lập nhằm đảm bảo cho mặt ngoài có thể chấp nhận được.

Ghi chú²: Đối với loại môi trường tiếp xúc đó, phải kiểm tra bổ sung sự giảm lực nén dưới tác dụng của tổ hợp tải trọng tựa thường xuyên.

Các loại môi trường được quy định trong Bảng 1.6 (theo tiêu chuẩn EN 206-1).

Biến dạng của cấu kiện hoặc kết cấu không được ảnh hưởng bất lợi đến công năng hay bề ngoài của chúng. Giá trị giới hạn về biến dạng phản ánh bản chất của kết cấu, của các lớp hoàn thiện, các vách ngăn và các vật cố định và theo chức năng của kết cấu. Biến dạng của kết cấu không được vượt giá trị có thể chấp nhận từ các cấu kiện liên kết khác như các vách ngăn, vách kính, tường bao che, các lớp hoàn thiện. Trong một số trường hợp, yêu cầu giới hạn về biến dạng nhằm đảm bảo chức năng chính của kết cấu đỡ máy móc, thiết bị hoặc nhằm tránh tạo ra vùng trũng trên mái phẳng.

Độ võng giới hạn của kết cấu được quy định trong ISO 4356, nói chung thỏa mãn tính năng của kết cấu các công trình nhà như nhà ở, văn phòng, nhà công cộng hoặc nhà máy.

Độ võng của kết cấu thường được kiểm tra theo các điều kiện:

- Tính thẩm mỹ và chức năng chung của kết cấu có thể bị giảm khi độ võng xuống của dầm, bản sàn hoặc công xon chịu tải trọng tựa thường xuyên lớn hơn $1/250$ nhịp. Độ võng xuống được tính toán so với gối tựa. Có thể sử dụng độ võng trước nhằm bù lại một phần hoặc toàn bộ độ võng, nhưng độ võng trước bất kỳ không được vượt giá trị $1/250$ nhịp.
- Phải giới hạn độ võng có thể gây hư hỏng cho các bộ phận kết cấu liên kết. Đối với độ võng sau khi thi công, thông thường giá trị $1/500$ nhịp là giới hạn đối với các tải trọng tựa thường xuyên. Ngoài ra, các giá trị giới hạn về biến dạng của kết cấu cần được xem xét căn cứ vào độ nhạy của các bộ phận liên kết.

2.6. THIẾT KẾ KẾT CẤU BÊ TÔNG ỨNG SUẤT TRƯỚC THEO ĐỘ BỀN LÂU

Kết cấu bê tông ứng suất trước phải được thiết kế sao cho sự hư hỏng trong thời hạn tuổi thọ thiết kế của nó không cản trở đến tính năng được dự tính, có sự chú ý thích đáng đến môi trường bao quanh kết cấu. Các loại môi trường được quy định trong Bảng 2-6 (theo tiêu chuẩn EN 206-1).

Bảng 2-6 Phân loại điều kiện môi trường tiếp xúc theo EN 206-1

Loại	Điều kiện môi trường	Ví dụ về các loại điều kiện môi trường tiếp xúc có thể xảy ra
Không có nguy cơ ăn mòn hoặc không có khả năng tác động		

X0		Bê tông nằm bên trong nhà hoặc độ ẩm không khí rất thấp
Ăn mòn do cacbonat hóa		
XC1	Khô hoặc thường xuyên ẩm ướt	Bê tông nằm trong nhà có độ ẩm không khí thấp Bê tông thường xuyên ngập nước
XC2	Ẩm ướt, ít khi khô	Bề mặt bê tông tiếp xúc với nước thời gian dài Móng
XC3	Độ ẩm trung bình	Bê tông nằm trong nhà có độ ẩm không khí trung bình hoặc cao Bê tông được che mưa
XC4	Ẩm và khô lặp lại theo chu kỳ	Bề mặt bê tông tiếp xúc với nước, không gồm loại XC2
Ăn mòn chloride		
XD1	Độ ẩm trung bình	Bề mặt bê tông tiếp xúc với chloride trong không khí
XD2	Ẩm ướt, ít khi khô	Bể bơi Các thành phần bê tông tiếp xúc với nước công nghiệp có chứa chloride
XD3	Ẩm và khô lặp lại theo chu kỳ	Các bộ phận cầu tiếp xúc với các chất phun chứa chloride Mặt đường, vỉa hè Bản sàn chỗ đỗ xe
Ăn mòn chloride do nước biển		
XS1	Tiếp xúc với muối trong không khí nhưng không tiếp xúc trực tiếp với nước biển	Các kết cấu nằm gần hoặc trên bờ biển
XS2	Ngập nước thường xuyên	Phần kết cấu ngoài biển
XS3	Thủy triều, các vùng có sóng hoặc bụi nước	Phần kết cấu ngoài biển
Tác động đóng và tan băng		
XF1	Bão hòa nước trung bình, không có tác nhân đóng băng trở lại	Bề mặt bê tông thẳng đứng tiếp xúc với mưa và băng giá

XF2	Bão hòa nước trung bình, có tác nhân đóng băng trở lại	Bề mặt bê tông thẳng đứng củ kết cấu đường tiếp xúc với các tác nhân gây băng giá vsf tuyết trong không khí
XF3	Bão hòa nước cao, không có tác nhân đóng băng trở lại	Bề mặt bê tông nằm ngang tiếp xúc với mưa và băng giá
XF4	Bão hòa nước cao, có tác nhân đóng băng trở lại	Bản mặt cầu, đường tiếp xúc với các tác nhân đóng băng trở lại Bề mặt bê tông tiếp xúc trực tiếp với hơi có chứa các tác nhân đóng băng và băng giá Vùng có sóng của kết cấu ngoài biển tiếp xúc với băng giá
Tác động hóa học		
XA1	Môi trường hóa học có tính xâm thực yếu, theo EN 206-1, bảng 2	Đất tự nhiên và nước ngầm
XA2	Môi trường hóa học có tính xâm thực trung bình, theo EN 206-1, bảng 2	Đất tự nhiên và nước ngầm
XA3	Môi trường hóa học có tính xâm thực cao, theo EN 206-1, bảng 2	Đất tự nhiên và nước ngầm

Để đảm bảo độ bền lâu của kết cấu bê tông, tiêu chuẩn EN 1992 quy định cấp độ bền và độ dày lớp bê tông bảo vệ cốt thép như trong Bảng 2-7.

Bảng 2-7 Cấp độ bền tối thiểu của bê tông và độ dày bê tông bảo vệ theo độ bền lâu đối với bê tông nặng thông thường

Loại môi trường	Cấp độ bền tối thiểu của bê tông	Chiều dày bê tông bảo vệ cốt thép tối thiểu, $c_{min,dur}$ (mm)			
		Tuổi thọ thiết kế 50 năm		Tuổi thọ thiết kế 100 năm	
		Cốt thép thường	Cốt thép căng	Cốt thép thường	Cốt thép căng
X0	C12/15	10	10	20	20
XC1	C20/25	15	25	25	35
XC2	C25/30	25	35	35	45
XC3	C30/37	25	35	35	45

XC4	C30/37	30	40	40	50
XD1	C30/37	35	45	45	55
XD2	C30/37	40	50	50	60
XD3	C35/45	45	55	55	65
XS1	C30/37	35	45	45	55
XS2	C35/45	40	50	50	60
XS3	C35/45	45	55	55	65

Chương 3. VẬT LIỆU BÊ TÔNG VÀ CỐT THÉP

3.1. Bê tông

Bê tông dùng làm kết cấu bê tông ứng suất trước thường có cường độ đặc trưng nằm trong khoảng từ 45 - 60 MPa hoặc cao hơn. Hiện nay, các cấu kiện bê tông ứng suất trước đúc sẵn được sản xuất từ xi măng hoạt tính có cường độ chịu nén lớn hơn 150 MPa cũng đã được sử dụng.

Theo tiêu chuẩn Châu Âu, cấp độ bền bê tông được lấy theo cường độ chịu nén đặc trưng của mẫu hình trụ có đường kính 150 mm và chiều dài 300 mm, f_{ck} , và cường độ nén đặc trưng của mẫu lập phương kích thước 150mm, $f_{ck,cube}$ theo tiêu chuẩn EN 206-1.

3.1.1. Cường độ chịu nén

Bảng 3-1 giới thiệu các đặc trưng cơ học chính của bê tông có cấp độ bền từ C12/15 đến C90/105. Trong EN 1992, cường độ chịu nén của bê tông lấy bằng cường độ tiêu chuẩn mẫu hình trụ f_{ck} . Giá trị trung bình cường độ chịu nén của bê tông ở tuổi 28 ngày được ký hiệu là f_{cm} .

Khi bê tông được bảo dưỡng theo EN 12390 : 2 và khi nhiệt độ trung bình bằng 20°C, cường độ chịu nén trung bình của bê tông $f_{cm}(t)$ tại thời điểm t (ngày) có thể được tính theo cường độ trung bình của mẫu bê tông 28 ngày tuổi như sau:

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) f_{cm} \quad (3.1)$$

Trong đó $\beta_{cc}(t)$ là hệ số phụ thuộc tuổi của bê tông xác định như sau:

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{0.5} \right] \right\} \quad (3.2)$$

Trong đó

$s = 0,2$ đối với xi măng cấp độ bền 42,5R, 52,5N và 52,5R (cấp R);

$s = 0,25$ đối với xi măng cấp độ bền 32,5R và 42,5N (lớp N);

$s = 0,38$ đối với xi măng cấp độ bền 32,5N (cấp S).

Bảng 3-1 Cường độ và biến dạng đặc trưng của bê tông

Ký hiệu	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60	C55/67	C60/75	C70/85	C80/95	C90/105
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90
$f_{ck,cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105
f_{cm} (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98
f_{ctm} (MPa)	1.6	1.9	2.2	2.6	2.9	3.2	3.5	3.8	4.1	4.2	4.4	4.6	4.8	5.0
$f_{ctk,0.05}$ (MPa)	1.1	1.3	1.5	1.8	2.0	2.2	2.5	2.7	2.9	3.0	3.1	3.2	3.4	3.5
$f_{ctk,0.95}$ (MPa)	2	2.5	2.9	3.3	3.8	4.2	4.6	2.9	5.3	5.5	5.7	6.0	6.3	6.6
E_{cm} (MPa)	27	29	30	31	33	34	35	3	37	38	39	41	42	44

$\varepsilon_{c1} (\times 10^{-3})$	1.8	1.9	2.0	2.1	2.2	2.25	2.3	2.4	2.45	2.5	2.6	2.7	2.8	2.8	
$\varepsilon_{cu1} (\times 10^{-3})$	3.5										3.2	3.0	2.8	2.8	2.8
$\varepsilon_{c2} (\times 10^{-3})$	2.0										2.2	2.3	2.4	2.5	2.6
$\varepsilon_{cu2} (\times 10^{-3})$	3.5										3.1	2.9	2.7	2.6	2.6
n	2.0										1.75	1.6	1.45	1.4	1.4
$\varepsilon_{c3} (\times 10^{-3})$	1.75										1.8	1.9	2.0	2.2	2.3
$\varepsilon_{c3} (\times 10^{-3})$	3.5										3.1	2.9	2.7	2.6	2.6

Trong một số tình huống, khi cần phải xác định cường độ chịu nén của bê tông $f_{ck}(t)$ tại thời điểm t ngày, EN 1992 đề xuất công thức tính cường độ như sau:

$$f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - 8 \text{ (MPa)} \text{ với } 3 < t < 28 \text{ ngày} \quad (3.3)$$

$$f_{ck}(t) = f_{ck} \text{ với } t \geq 28 \text{ ngày} \quad (3.4)$$

Trong trường hợp $t \leq 3$ ngày, giá trị chính xác hơn của $f_{ck}(t)$ được xác định dựa trên các thí nghiệm riêng.

3.1.2. Cường độ chịu kéo

Cường độ chịu kéo dọc trục f_{ct} là giá trị ứng suất lớn nhất mà bê tông có thể chịu được khi chịu kéo một trục. Thí nghiệm kéo một trục trực tiếp rất khó thực hiện, cường độ chịu kéo gián tiếp $f_{ct,sp}$ thường được xác định bằng thí nghiệm tách mẫu thử hình trụ theo quy định trong EN 12390 : 6. Giá trị gần đúng f_{ct} được quy định như sau:

$$f_{ct} = 0,9 f_{ct,sp} \quad (3.5)$$

Cường độ chịu kéo trung bình f_{ctm} với mỗi cấp độ bền được cho trong Bảng 3-1 và được lấy theo giá trị trung bình cường độ chịu nén theo công thức sau:

$$f_{ctm} = 0,3 \times (f_{ck})^{2/3} \text{ (MPa)} \text{ khi } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (3.6)$$

$$f_{ctm} = 2,12 \times \ln[1 + 0,1 f_{cm}] \text{ (MPa)} \text{ khi } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \quad (3.7)$$

Giá trị trung bình cường độ chịu kéo tại thời điểm t bất kỳ có thể được lấy như sau:

$$f_{ctm}(t) = [\beta_{cc}(t)]^\alpha f_{ctm} \quad (3.8)$$

trong đó, $\beta_{cc}(t)$ được tính từ Biểu thức (3.2), $\alpha = 1$ trong trường hợp $t < 28$ ngày và $\alpha = 0,667$ khi $t \geq 28$ ngày.

Giá trị cận trên và cận dưới của cường độ chịu kéo được cho trong Bảng 3-1 lần lượt bằng:

$$f_{ctk,0,95} = 1,3 f_{ctm} \text{ và } f_{ctk,0,05} = 0,7 f_{ctm} \quad (3.9)$$

Cường độ chịu kéo trung bình khi uốn $f_{ctm,fl}$ phụ thuộc vào cường độ chịu kéo một trục f_{ctm} (cho trong Bảng 3-1) và chiều cao h của mặt cắt ngang tiết diện tính bằng đơn vị milimet (mm) có thể được tính như sau:

$$f_{ctm,fl} = \max \left\{ (1,6 - h/1000) f_{ctm}; f_{ctm} \right\} \quad (3.10)$$

3.1.3. Cường độ chịu kéo và chịu nén tính toán

Cường độ chịu kéo và chịu nén tính toán của bê tông tại trạng thái giới hạn về cường độ được đưa ra trong EN 1992-1-1 như sau:

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_C} \quad (3.11)$$

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} f_{ctk,0,05}}{\gamma_C} \quad (3.12)$$

Trong đó

γ_C là hệ số an toàn riêng của bê tông (xem Bảng 2.1).

α_{cc} và α_{ct} là các hệ số kể đến các ảnh hưởng không mong muốn có thể bắt nguồn từ các ảnh hưởng dài hạn hoặc cách đặt tải và biến thiên từ 0,8 đến 1,0. Trong phần lớn các trường hợp, α_{cc} và α_{ct} được lấy bằng 1,0.

3.1.4. Đường cong ứng suất nén – biến dạng của bê tông trong phân tích phi tuyến kết cấu

Trong tính toán phân tích phi tuyến kết cấu, quan hệ ứng suất nén σ_c – biến dạng ε_c lý tưởng hóa của bê tông được minh họa như trên Hình 3-1 và được thể hiện qua biểu thức:

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k - 2)\eta} \quad (3.13)$$

Trong đó

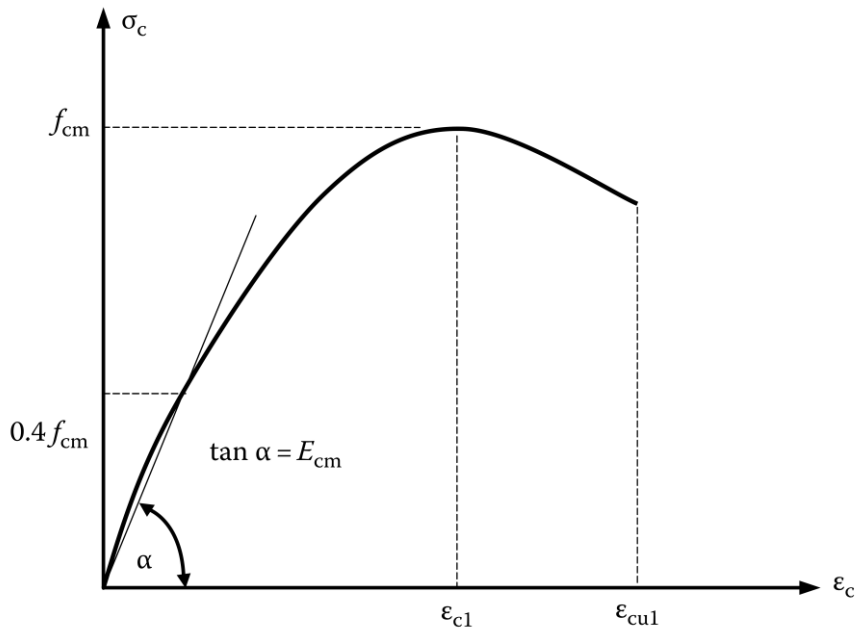
$$\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1};$$

ε_c là biến dạng tương ứng với ứng suất σ_c ;

ε_{c1} là biến dạng ứng với đỉnh ứng suất f_{cm} (trong Bảng 3-1 và Hình 3-1) và;

$$k = 1,05 E_{cm} / E_{cp};$$

E_{cm} là mô đun đàn hồi cát tuyến tại điểm có ứng suất lớn nhất, $E_{cp} = f_{cm} / \varepsilon_{c1}$.



Hình 3-1 Quan hệ ứng suất – biến dạng bê tông chịu nén đúng tâm

Biểu thức (3.13) đúng trong khoảng $0 < \varepsilon_c < \varepsilon_{cu1}$, trong đó ε_{cu1} là biến dạng danh định tới hạn được cho trong Bảng 3-1.

3.1.5. Mô đun đàn hồi

Mô đun đàn hồi bê tông là giá trị mô đun đàn hồi cát tuyến E_{cm} giữa $\sigma_c = 0$ và $\sigma_c = 0,4f_{cm}$ đối với bê tông được chất tải ở 28 ngày (Hình 3-1). Bảng 3-1 cung cấp giá trị mô đun đàn hồi cát tuyến bê tông sử dụng cốt liệu đá thạch anh với các cấp độ bền khác nhau. Giá trị này sẽ được lấy giảm tương ứng từ 10% đến 30% đối với bê tông sử dụng đá vôi và cốt liệu cát đá, tăng lên đến 20% đối với bê tông sử dụng cốt liệu ba-dan.

Theo EN 1992-1-1 giá trị mô đun đàn hồi theo thời gian được xác định như sau :

$$E_{cm}(t) = [f_{cm}(t) / f_{cm}]^{0.3} E_{cm} \quad (3.14)$$

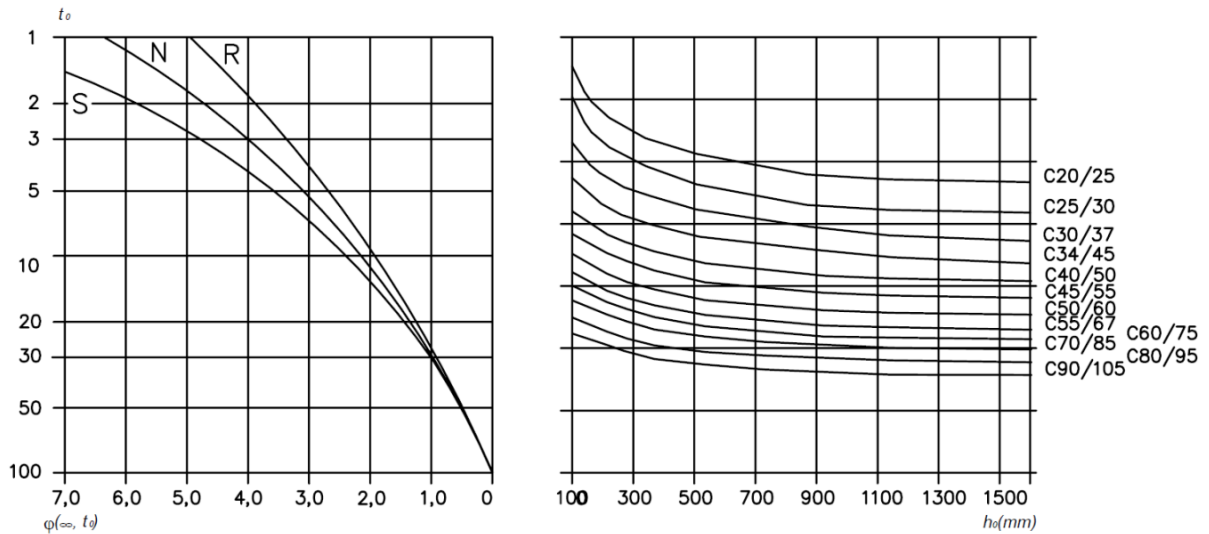
Trong đó $E_{cm}(t)$ là mô đun đàn hồi khi bê tông đạt t ngày tuổi, $f_{cm}(t)$ là cường độ chịu nén của bê tông tại thời điểm t ngày tuổi và E_{cm} và f_{cm} là các giá trị tương ứng tại 28 ngày tuổi.

EN 1992-1-1 cũng quy định hệ số Poisson được lấy bằng 0,2 đối với bê tông không bị nứt và bằng 0 với bê tông bị nứt.

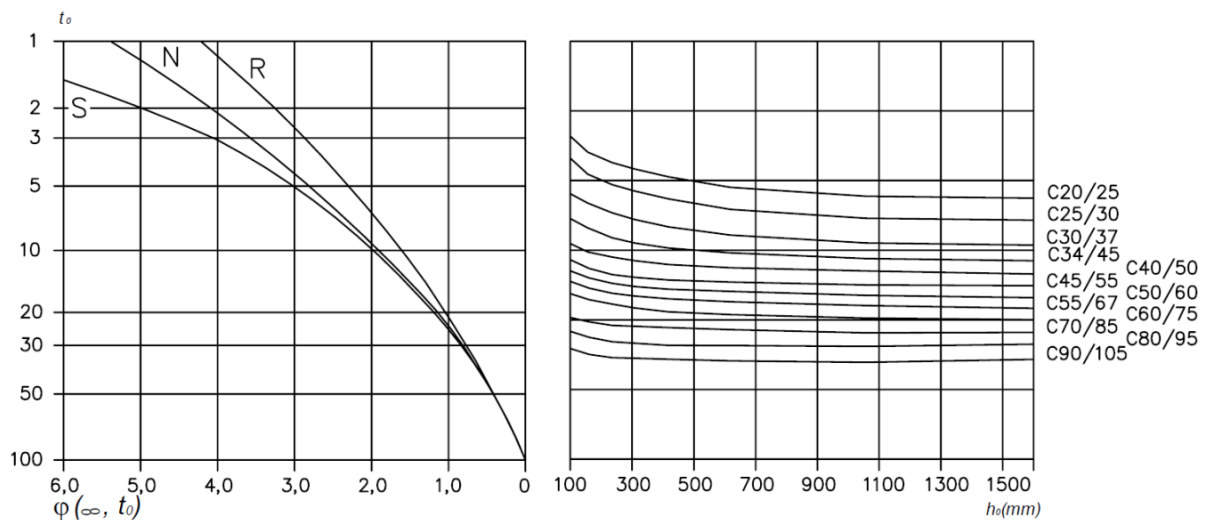
3.1.6. Hệ số từ biến

Hệ số từ biến $\varphi(t, t_0)$ tại thời điểm t lấy bằng tỷ lệ của biến dạng từ biến tại thời điểm t với biến dạng đàn hồi ban đầu. Cách chính xác nhất để xác định hệ số từ biến cuối cùng là bằng thực nghiệm hoặc bằng cách sử dụng các kết quả thu được từ các thí nghiệm trên vật liệu tương đương. Tuy nhiên các thí nghiệm để xác định hệ số từ biến không đơn giản, EN 1992-1-1 giới

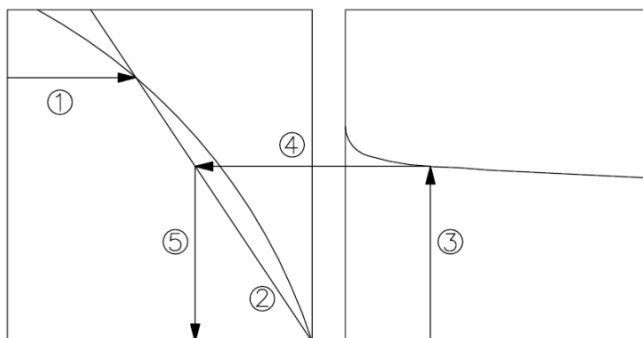
thiệu một phương pháp tương đối đơn giản xác định hệ số từ biến có thể sử dụng trong thiết kế kết cấu như sau.



a) Điều kiện trong phòng - RH = 50 %



b) Điều kiện ngoài trời - RH = 80 %



Ghi chú:

- Giao điểm giữa các đường 4 và 5 cũng có thể nằm trên điểm 1
- Đối với $t_0 > 100$ có thể giả thiết đủ chính xác là $t_0 = 100$ (và sử dụng đường tiếp tuyến)

Hình 3-2 Xác định hệ số từ biến cuối cùng trong điều kiện môi trường thông

Khi xác định hệ số từ biến theo EN 1992-1-1, mô đun tiếp tuyến E_c có thể được lấy bằng $1,05E_{cm}$. Trong trường hợp tính toán không đòi hỏi độ chính xác cao và bê tông không chịu ứng suất nén vượt quá $0,45f_{ck}(t_0)$ tại thời điểm chất tải đầu tiên t_0 , hệ số từ biến cuối cùng $\varphi(\infty, t_0)$ có thể được xác định theo (3.16) với điều kiện nhiệt độ môi trường trong khoảng từ -40 đến +40 độ C, và với độ ẩm tương đối trung bình từ RH = 40% đến RH = 100%. Đại lượng h_0 là kích thước danh nghĩa (notional size) hay chiều dày lý thuyết lấy bằng $2A_c/u$, trong đó A_c là diện tích tiết diện ngang và u là phần chu vi tiết diện ngang tiếp xúc với môi trường bên ngoài. Đại lượng S, N, R là cấp độ bền xi măng.

Biến dạng từ biến cuối cùng tại thời điểm $t = \infty$ do ứng suất không đổi σ_{c0} vào thời điểm tuổi bê tông bằng t_0 như sau :

$$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0)(\sigma_{c0} / E_{cm}) \quad (3.15)$$

Nếu ứng suất nén vượt quá giá trị $0,45f_{ck}(t_0)$, như trong trường hợp cấu kiện bê tông đúc sẵn còn non tuổi, EN 1992-1-1 quy định rằng từ biến phi tuyến cần được xem xét sử dụng hệ số từ biến danh nghĩa (notional) $\varphi_k(\infty, t_0)$ như sau :

$$\varphi_k(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \exp[1.5(k_\sigma - 0.450)] \quad (3.16)$$

Trong đó $\varphi_k(\infty, t_0)$ là hệ số từ biến tuyến tính cuối cùng, k_σ là tỷ số ứng suất – cường độ $\sigma_{c0}/f_{cm}(t_0)$; và $f_{cm}(t_0)$ là cường độ chịu nén trung bình của bê tông tại thời điểm chất tải.

Cần lưu ý rằng giá trị từ biến đo được rất khác nhau từ các mẫu thử giống nhau trong các điều kiện giống nhau cả về tải trọng và môi trường. Do đó hệ số từ biến bê tông xác định từ **Error! Reference source not found.** có thể coi là có sai số trong phạm vi $\pm 20\%$.

3.1.7. Biến dạng co ngót

Mô hình xác định biến dạng từ biến được giới thiệu trong EN 1992-1-1 chia tổng từ biến co ngót thành hai thành phần co ngót nội sinh ε_{ca} và co ngót đông cứng ε_{cd} như sau :

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{ca} + \varepsilon_{cd} \quad (3.17)$$

Co ngót nội sinh được giả thiết phát triển tương đối nhanh trong những ngày đầu ngay sau khi đổ bê tông, giá trị co ngót nội sinh cuối cùng $\varepsilon_{ca}(\infty)$ được giả thiết là hàm tuyến tính của cường độ bê tông. Co ngót nội sinh tại thời điểm t bất kỳ (tính bằng ngày) sau khi đổ bê tông được xác định như sau :

$$\varepsilon_{ca}(t) = \varepsilon_{ca}(\infty)(1.0 - e^{-0.2t^{0.5}}) \quad (3.18)$$

Trong đó

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2.5(f_{ck} - 10) \times 10^{-6} \quad (f_{ck} \text{ tính bằng MPa}) \quad (3.19)$$

Co ngót do đông cứng phát triển chậm hơn co ngót nội sinh và tăng theo cường độ bê tông. Giá trị co ngót do đông cứng cuối cùng $\varepsilon_{cd,\infty}$ bằng $k_h \varepsilon_{cd,0}$. Giá trị trung bình của biến dạng do co ngót đông cứng không bị kiềm chế $\varepsilon_{cd,0}$ được lấy theo Bảng 3-2.

Nếu sự đông cứng bê tông bắt đầu tại t_s ngày tuổi, biến dạng co ngót tại t ngày tuổi được xác định như sau :

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) k_h \varepsilon_{cd,0} \quad (3.20)$$

Trong đó β_{ds} là hàm số mô tả sự phát triển của co ngót do đông cứng bê tông theo thời gian và được xác định theo Công thức (3.21) và k_h là hệ số phụ thuộc vào kích thước danh nghĩa h_0 lấy theo :

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04 \sqrt{h_0^3}} \quad (3.21)$$

Bảng 3-2 Biến dạng co ngót do đông cứng bê tông không bị kiềm chế $\varepsilon_{cd,0}$ sử dụng xi măng cấp N

$f_{ck}/f_{ck,cube}$ (MPa)	Độ ẩm tương đối (%)					
	20	40	60	80	90	100
20/25	620	580	490	300	170	0
40/50	480	460	380	240	130	0
60/75	380	360	300	290	100	0
80/95	300	280	240	150	80	0
90/105	270	250	210	130	70	0

Bảng 3-3 Giá trị k_h

h_0 (mm)	100	200	300	≥ 500
k_h	1.0	0.85	0.75	0.7

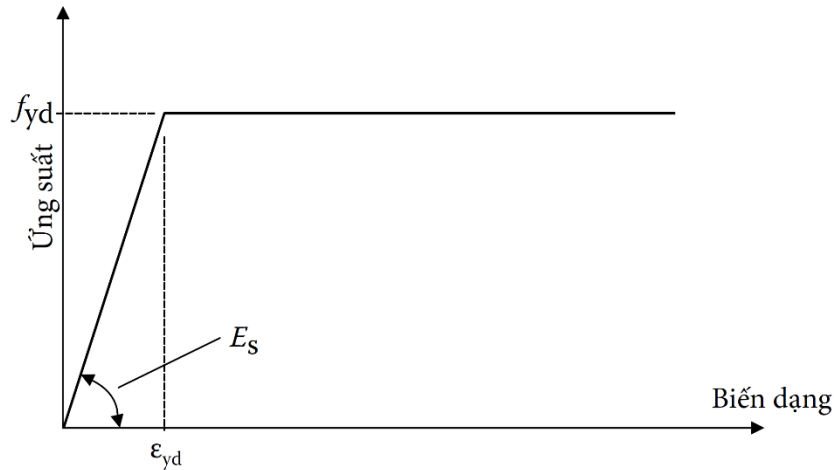
3.1.8. Giãn nở nhiệt

Hệ số giãn nở nhiệt độ của bê tông phụ thuộc vào hệ số giãn nở nhiệt của cốt liệu thô và vào tỷ lệ hỗn hợp bê tông. Với phần lớn các loại cốt liệu thô, hệ số này nằm trong khoảng từ $5 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ đến $13 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$. Trong thực hành thiết kế, nếu không có số liệu chính xác từ thực nghiệm, có thể lấy hệ số giãn nở nhiệt cho bê tông bằng $10 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C} \pm 20\%$.

3.2. Cốt thép

Cốt thép thông thường, không UST được sản xuất ở dạng thanh, thép cuộn (de-coiled rods), sợi thép kéo nguội (cold-drawn wires) hoặc lưới thép hàn và được sử dụng trong các kết cấu bê tông UST cũng như trong kết cấu bê tông cốt thép thông thường.

Các loại và kích cỡ của cốt thép không căng khác nhau giữa các quốc gia. Hầu hết cốt thép sử dụng trong các kết cấu UST là thép có gờ hoặc thép sợi, tuy nhiên đôi khi người ta cũng sử dụng thép thanh trơn tròn hoặc thép sợi.



Hình 3-3 Quan hệ ứng suất biến dạng cốt thép không cứng

Trong tính toán thiết kế, cốt thép không cứng thường được coi là vật liệu đàn dẻo (Hình 3-3). Trước khi bị chảy dẻo, cốt thép làm việc trong miền đàn hồi, với ứng suất tỷ lệ với biến dạng ϵ_s , tức là $\sigma_s = E_s \epsilon_s$, trong đó E_s là mô đun đàn hồi của thép. Sau khi bị chảy dẻo, đường cong biến dạng – ứng suất thường được coi là nằm ngang (hoàn toàn dẻo) và ứng suất trong cốt thép $\sigma_s = f_{yd}$ ($= f_{yk} / \gamma_s$) tương ứng với biến dạng vượt quá biến dạng chảy dẻo $\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_s$. Ứng suất chảy dẻo của cốt thép không cứng f_{yd} được coi là cường độ tính toán của vật liệu và sự tăng cứng trong cốt thép thường được bỏ qua. Quan hệ ứng suất biến dạng của cốt thép khi chịu kéo và chịu nén được coi là như nhau.

3.2.1. Cường độ và độ dẻo

EN 10080 quy định các yêu cầu chung về tính chất của cốt thép gia cường sử dụng trong kết cấu BTCT được thiết kế theo EN 1992-1-1. Để đảm bảo cường độ và độ dẻo, cốt thép phải có các đặc trưng sau:

Về cường độ: cường độ chảy dẻo đặc trưng, f_{yk} hoặc $f_{0,2k}$; cường độ chịu kéo đặc trưng f_{tk}

Về độ dẻo: tỷ lệ cường độ chịu kéo và ứng suất dẻo, f_{tk}/f_{yk} ; biến dạng tương ứng khi ứng suất đạt giá trị cực đại, ϵ_{uk}

EN 1992-1-1 phân loại một số cấp độ dẻo: Cấp A (ít dẻo); Cấp B (dẻo vừa) và cấp C (độ dẻo cao). Các yêu cầu về cường độ và độ dẻo của mỗi cấp được quy định trong Bảng 4.5.

Không được sử dụng thép cấp dẻo A nếu cốt thép phải chịu biến dạng dẻo lớn trong điều kiện giới hạn về cường độ (tức là biến dạng lớn hơn 0,025). Khi đó cũng không được sử dụng phương pháp thiết kế dẻo hoặc các phương pháp phân phối mô men khi tính toán.

Bảng 3-4 Cường độ chảy dẻo và cấp dẻo của cốt thép

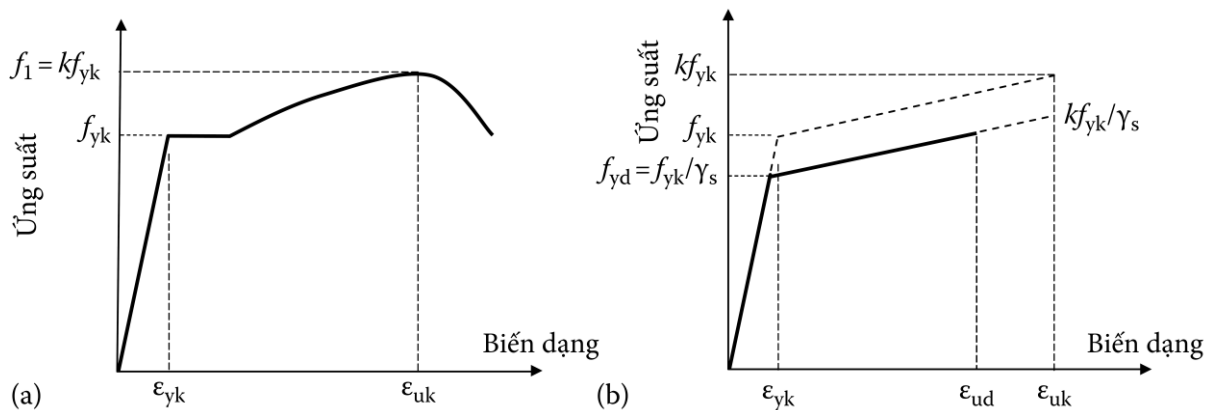
Loại sản phẩm	Thép thanh và thép cuộn			Lưới thép hàn			Xác suất không đảm bảo cường độ
	A	B	C	A	B	C	
Cấp dẻo							
Cường độ chảy dẻo đặc trưng, f_{yk} hoặc $f_{0.2k}$ (MPa)	400 - 600						≤ 5.0
Giá trị tối thiểu của $k = (f_c/f_y)_k$	≥ 1.05	≥ 1.08	≥ 1.15 < 1.35	≥ 1.05	≥ 1.08	≥ 1.15 < 1.35	≤ 10.0
Biên dạng đặc trưng khi ứng suất cực đại, ϵ_{uk} (%)	≥ 2.5	≥ 5.0	≥ 7.5	≥ 2.5	≥ 5.0	≥ 7.5	≤ 10.0

3.2.2. Mô đun đàn hồi

Mô-đun đàn hồi của cốt thép E_s là độ dốc của phần đàn hồi ban đầu của đường quan hệ ứng suất – biến dạng, khi ứng suất nhỏ hơn f_{yk} , và trong trường hợp không có dữ liệu thí nghiệm, có thể lấy mô đun đàn hồi tính toán của cốt thép 200×10^3 MPa, không phân biệt loại và độ dẻo của thép. Ngoài ra, E_s cũng có thể được xác định từ các thí nghiệm tiêu chuẩn. Mô đun đàn hồi chịu kéo được lấy bằng mô đun đàn hồi chịu nén.

3.2.3. Đường cong ứng suất biến dạng: Các giả thiết thiết kế

Hình 3-4 minh họa đường cong ứng suất – biến dạng thực của một thanh cốt thép cán nóng điển hình. Khi phân tích phi tuyến hoặc bằng các phương pháp chính xác khác, người ta sử dụng các đường cong ứng suất biến dạng thực xác định từ thí nghiệm thay cho các giá trị đặc trưng.



Hình 3-4 Đường quan hệ ứng suất biến dạng của thép thanh cán nóng: (a) Đường cong thực; (b) Đường cong lý tưởng hóa

Trong thiết kế, EN 1992-1-1 cho phép sử dụng quan hệ song tuyến lý tưởng hóa trong Hình 3-4b với biến dạng tới hạn được đề nghị bằng $\epsilon_{ud} = 0,9 \epsilon_{uk}$ và ứng suất tối đa là kf_{yk}/γ_s . Ngoài

ra, người thiết kế có thể sử dụng quan hệ đàn dẻo với $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$ mà không cần kiểm tra giới hạn biến dạng.

Bảng 3-5 giới thiệu các đặc trưng của hai loại thép thường sử dụng ở Châu Âu trong trường hợp thiết kế thông thường (các tổ hợp cơ bản). Bảng 3-6 giới thiệu các kích thước cốt thép thường dùng ở Châu Âu.

Bảng 3-5 Các đặc trưng cốt thép

Loại thép	Cấp dẻo	f_{ck} (MPa)	F_{cd} (MPa)	f_{yk} (MPa)	f_{yd} (MPa)	ϵ_{uk} (MPa)	E_s (GPa)
B500A	A	525	457	500	435	2.5 ^a	200
B500B	B	540	470	500	435	5.0	200

^a $\epsilon_{uk} = 2.0\%$ với thép thanh có đường kính 5.0 và 5.5 mm

Bảng 3-6 Các loại đường kính thép thường sử dụng ở Châu Âu

Số hiệu thép	Khối lượng riêng (kg/m)	Đường kính (mm)	Diện tích tiết diện (mm ²)
6.0	0.222	6	28.3
8.0	0.395	8	50.3
10.0	0.617	10	78.5
12.0	0.888	12	113
14.0	1.21	14	154
16.0	1.58	16	201
20.0	2.47	20	314
25.0	3.85	25	491
28.0	4.83	28	616
32.0	6.31	32	804
40.0	9.86	40	1257
50.0	15.4	50	1963

3.2.4. Hệ số dẫn nở nhiệt và trọng lượng riêng

Khi không có các dữ liệu thí nghiệm, người thiết kế có thể lấy hệ số dẫn nở nhiệt của cốt thép bằng $10 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$, và trọng lượng riêng của thép bằng 7850 kg/m^3 .

3.3. Cốt thép căng

Cốt thép cường độ cao sử dụng làm cốt thép căng cho kết cấu bê tông ứng suất trước có 3 dạng cơ bản là sợi, thanh hay dạng xoắn (tao thép xoắn). Cốt thép căng có cường độ chịu kéo cao hơn do có thành phần cacbon trong thép lớn hơn so với thép cán nóng. Thông thường các thỏi thép được cán nóng thành thanh sau đó kéo nguội qua một loại khuôn để giảm đường kính và tăng cường độ chịu kéo. Sau khi kéo nguội qua các khuôn để nâng cường độ chịu kéo, sợi thép được tôi hay hoá già hay làm mất ứng suất dư bằng cách xử lý sợi thép tại nhiệt độ 150⁰C – 420⁰C. Bảng 3-7 giới thiệu một số loại thép căng phổ biến trên thị trường.

Bảng 3-7 Một số loại cốt thép căng phổ biến trên thị trường

Loại	Loại thép	f_{pk} (MPa)	$f_{po.lk}$ (MPa)	$f_{pd} = f_{po.lk} / \gamma_s$ (MPa)	E_s (GPa)	ϵ_{uk} (%)
Sợi	Y1860C	1860	1600	1391	205	3.5
	Y1770C	1770	1520	1322	205	3.5
	Y1670C	1670	1440	1252	205	3.5
	Y1570C	1570	1300	1130	205	3.5
Cáp	Y2060S	2060	1770	1540	195	3.5
	Y1960S	1960	1680	1461	195	3.5
	Y1860S	1860	1600	1391	195	3.5
	Y1760S	1760	1520	1322	195	3.5
Thanh	Y1030	1030	830	722	205	4.0
	Y1100	1100	900	783	205	4.0
	Y1230	1230	1080	939	205	4.0

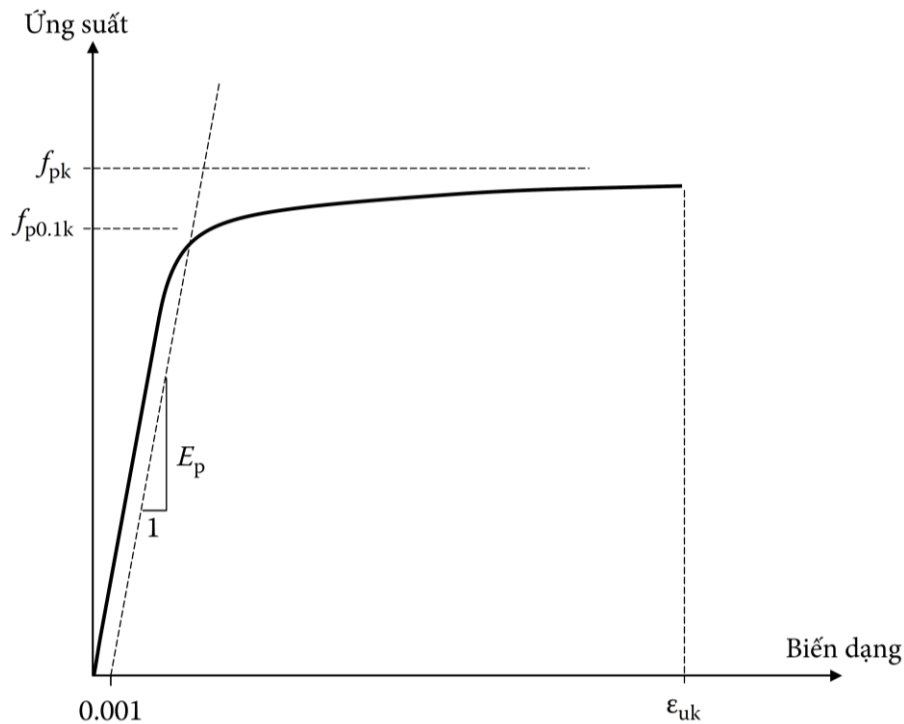
Đường kính danh nghĩa	Loại thép	Khối lượng theo độ dài (g/m)	Diện tích tiết diện (mm ²)	Sức bền kéo đặc trưng (kN)	Sức bền kéo tối đa (kN)	Sức bền tương ứng biến dạng dư 0.1% (kN)
Sợi						
4	Y1860C	98.4	12.6	23.4	26.9	20.8
5	Y1860C	153.1	19.6	36.5	42.0	32.5
6	Y1770C	221.0	28.3	50.1	57.6	44.5
7	Y1770C	300.7	38.5	68.1	78.3	59.9
8	Y1670C	392.8	50.3	83.9	96.5	73.9
Cáp 7 sợi						
7	Y2060S	234.3	30.0	61.8	71.1	54.4
8	Y1860S	296.8	38.0	70.7	81.3	60.8
9.6	Y1960S	429.6	55.0	107.8	124.0	94.0
12.5	Y1860S	726.3	93.0	173.0	199.0	149.0
12.9	Y1860S	781.0	100.0	186.0	213.9	160.0
15.2	Y1860S	1086.0	139.0	258.5	297.3	223.0
15.2	Y1760S	1086.0	139.0	244.6	281.3	212.0
Thanh						

20	Y1030	2.57	314	323	371	261
25	Y1030	4.17	491	506	582	408
26.5	Y1030	4.49	552	569	654	458
32	Y1030	6.65	804	828	952	667
36	Y1030	8.44	1018	1049	1206	845
40	Y1030	10.36	1257	1295	1489	1043
50	Y1030	15.66	1963	2022	2325	1929

Thép cường độ cao sử dụng trong kết cấu bê tông ứng suất trước tuân theo tiêu chuẩn quy định trong EN 10138, có độ bền kéo của cốt thép căng hiện nay thường từ 1000 đến 1900 MPa. Độ giãn dài khi đứt thường nằm trong khoảng từ 3,5% đến 7%. Thép cường độ cao có độ dẻo thấp hơn đáng kể so với cốt thép không căng cán nóng thông thường.

3.3.1. Cường độ và độ dẻo

Hình 3-5 minh họa quan hệ ứng suất – biến dạng và các khái niệm về cường độ và độ dẻo của cốt thép căng theo EN 1992-1-1. Khi tính toán thiết kế, cường độ phá hoại đặc trưng của cốt thép căng f_{pk} được lấy làm cường độ chịu kéo. Trong thực tế, cường độ chịu kéo đặc trưng f_{pk} là cường độ chịu kéo mà ở đó có xác suất phá hoại 95% các mẫu thí nghiệm. Biến dạng tương ứng với ứng suất f_{pk} được gọi là độ dẫn dài đơn vị ϵ_{uk} .



Hình 3-5 Quan hệ ứng suất biến dạng cốt thép căng

Ứng suất $f_{p0.1k}$ được lấy bằng ứng suất tương ứng với biến dạng dư 0,1% và được xác định bằng thí nghiệm. Trong trường hợp không có thí nghiệm, người thiết kế có thể sử dụng các giá trị cho trong Bảng 3-7. Cường độ tính toán f_{pd} được lấy bằng $f_{p0.1k}/\gamma_s$.

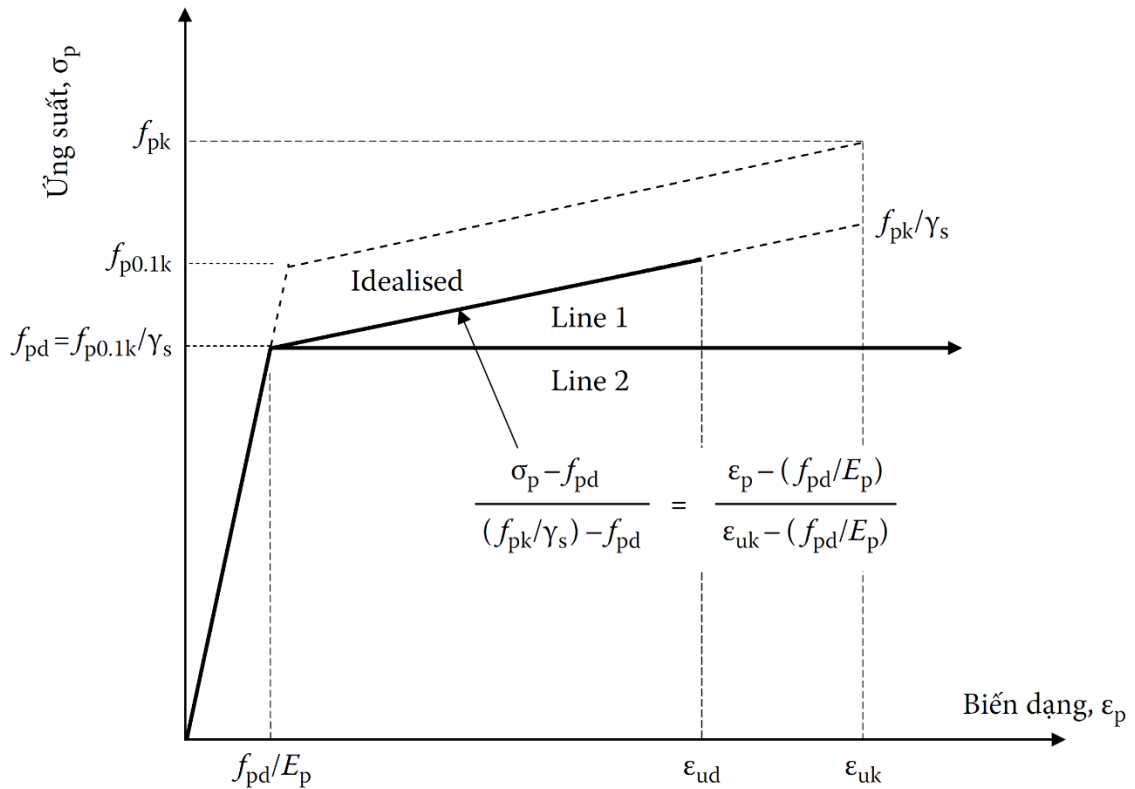
Theo EN 1992-1-1, cốt thép căng được coi là có độ dẻo phù hợp nếu $f_{pk}/f_{p0.1k} \geq 1,1$.

3.3.2. Mô đun đàn hồi

Mô đun đàn hồi cốt thép căng được xác định bằng cách đo độ giãn dài của các mẫu thí nghiệm trong thí nghiệm kéo một trục. Các giá trị quy định của mô đun đàn hồi được đưa ra trong Bảng 3-7 và có thể thay đổi lên đến ± 10 GPa hoặc nhiều hơn khi một sợi cáp nhiều tao hoặc nhiều sợi được căng như một sợi cáp đơn. Sự thay đổi mô đun đàn hồi của cốt thép căng sẽ ảnh hưởng đến độ dẫn dài tính toán trong quá trình căng, và cần được xem xét một cách thích hợp cả trong thiết kế và trong quá trình thi công.

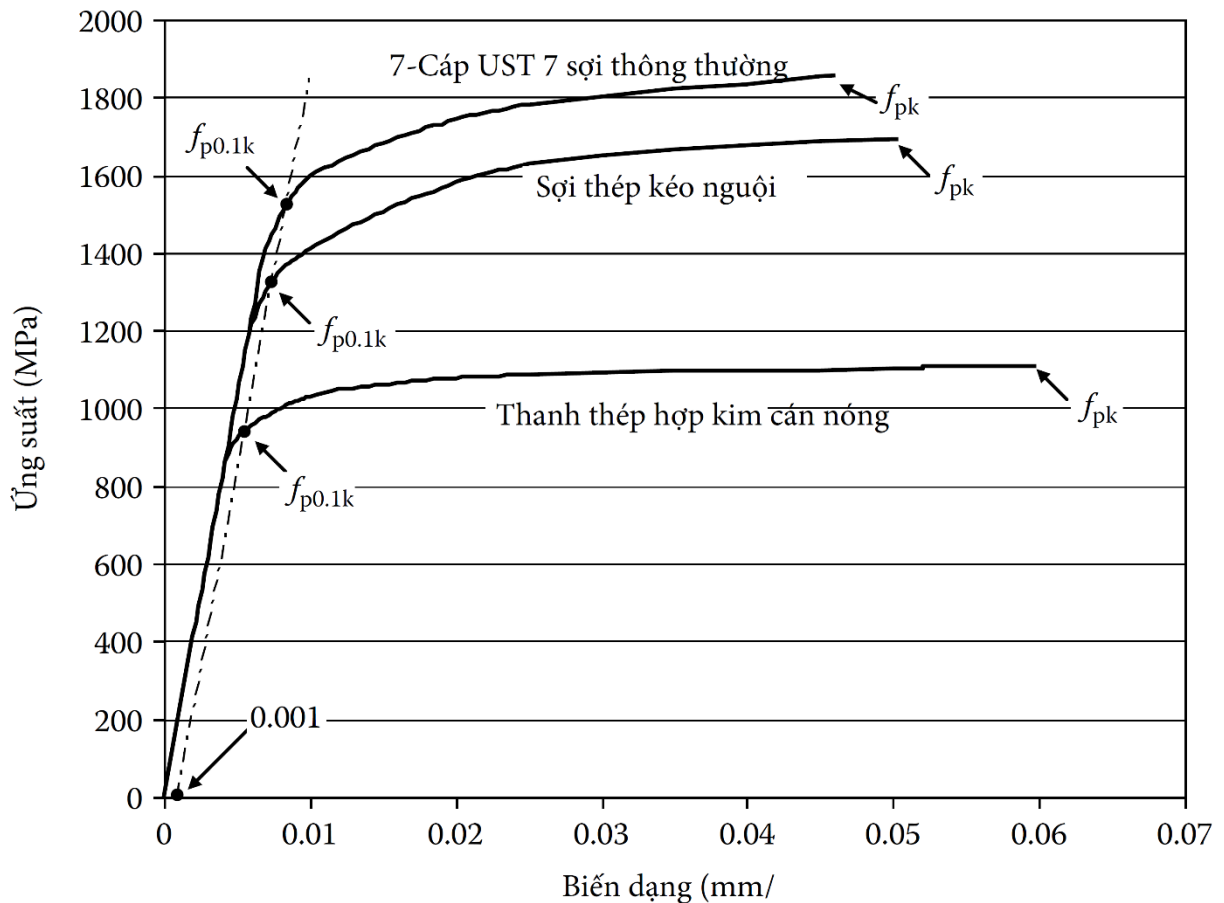
3.3.3. Đường cong ứng suất biến dạng

Khi thiết kế tiết diện ngang cầu kiện BTUST, đường cong ứng suất – biến dạng của cốt thép căng được xấp xỉ bằng một trong hai đường song song tuyến tính trong Hình 3-6 dưới dạng đường liền nét. Nhánh nghiêng (Đường số 1) với biến dạng giới hạn $\epsilon_{ud} = 0,9\epsilon_{uk}$, còn nhánh ngang (Đường số 2) không cần giới hạn biến dạng.



Hình 3-6 Quan hệ ứng suất – biến dạng lý tưởng của cốt thép căng

Quan hệ ứng suất – biến dạng thực tế được xác định từ các thí nghiệm. Hình 3-7 minh họa quan hệ ứng suất – biến dạng của một số loại cốt thép căng điển hình. Khi tính toán sử dụng các phương pháp phi tuyến hoặc phương pháp đòi hỏi độ chính xác cao nên sử dụng quan hệ ứng suất – biến dạng thực tế. Ngoài ra, người thiết kế có thể sử dụng quan hệ gần đúng được hiệu chỉnh phù hợp để xấp xỉ hình dạng của đường cong thực tế trong thiết kế.



Hình 3-7 Quan hệ ứng suất - biến dạng của một số loại cốt thép căng

Với mục đích thiết kế và thi công kết cấu BTUST, lực neo tối đa cho một cáp UST có kích thước cụ thể thường được nhà sản xuất cung cấp, độ dẫn dãn của cốt thép căng trong quá trình căng nên được tính toán sử dụng quan hệ ứng suất – biến dạng thực tế.

1.2.1. Chùng ứng suất trong cốt thép

EN 1992-1-1 đưa ra ba cấp độ chùng ứng suất đối với cốt thép căng:

- Cấp 1: Cốt thép căng (thép sợi hoặc cáp) chùng thông thường;
- Cấp 2: Cốt thép căng ít chùng (độ chùng thấp); và
- Cấp 3: Thanh thép cán nóng đã qua xử lý.

Mặc dù giới thiệu cả 3 cấp độ chùng, EN 10138 chỉ cung cấp các thông tin về cốt thép căng ít chùng. Tính toán thiết kế liên quan đến chùng cốt thép dựa trên giá trị ρ_{1000} là tổn hao do chùng ứng suất theo % (so với ứng suất ban đầu) tại thời điểm 1000 giờ sau khi căng với ứng suất ban đầu bằng $0,7f_p$ trong điều kiện nhiệt độ trung bình bằng 20°C , với f_p là cường độ chịu kéo của mẫu..

Các giá trị ρ_{1000} có thể được lấy theo chứng chỉ sản phẩm của nhà sản xuất hoặc giả thiết bằng 8% cho Cấp 1; 2,5% cho Cấp 2 và 4% cho Cấp 3.

Tổn hao ứng suất trong cốt thép căng do chùng ứng suất $\Delta\sigma_{pr}$ sử dụng trong thiết kế có thể được lấy từ một trong các biểu thức sau:

$$\text{Cấp 1: } \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = -5.39\rho_{1000}e^{6.7\mu}\left(\frac{t}{1000}\right)^{0.75(1-\mu)} \times 10^{-5} \quad (3.22)$$

$$\text{Cấp 2: } \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = -0.66\rho_{1000}e^{9.1\mu}\left(\frac{t}{1000}\right)^{0.75(1-\mu)} \times 10^{-5} \quad (3.23)$$

$$\text{Cấp 3: } \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = -1.98\rho_{1000}e^{8\mu}\left(\frac{t}{1000}\right)^{0.75(1-\mu)} \times 10^{-5} \quad (3.24)$$

trong đó σ_{pi} là ứng suất trong một sợi hoặc một cáp UST ngay sau khi neo (tức là trước khi truyền ứng suất cho cốt thép căng trước và sau khi truyền ứng suất cho cốt thép căng sau); t là thời gian sau khi căng (tính bằng giờ) và $\mu = \sigma_{pi}/f_{pk}$.

Giá trị tổn hao do chùng ứng suất cuối cùng (dài hạn) được lấy tại $t = 500\,000$ giờ như trong Bảng 3-8.

Khi xuất hiện nhiệt độ cao trong quá trình bảo dưỡng (bằng hơi nước), chùng ứng suất trong thép tăng lên và xảy ra nhanh trong giai đoạn bảo dưỡng. Trong trường hợp này, cần cộng thêm thời gian tương đương t_{eq} (tính bằng giờ) vào thời gian sau khi căng t trong các Công thức (3.22) đến (3.24):

$$t_{eq} = \frac{1.14^{(T_{max}-20)}}{T_{max}-20} \sum_{t_i=1}^n (T_{(\Delta t_i)} - 20)\Delta t_i \quad (3.25)$$

Trong đó $T_{(\Delta t_i)}$ là nhiệt độ tính bằng °C trong khoảng thời gian Δt_i và T_{max} là nhiệt độ lớn nhất tính bằng °C trong quá trình xử lý.

Bảng 3-8 Tổn hao ứng suất dài hạn do chùng ứng suất ($t = 500\,000$ giờ) và hệ số từ biến cuối cùng của sợi cốt thép căng và cáp UST

		Tỷ lệ ứng suất trong cáp σ_{pi} so với f_{pk}		
		$\mu = 0,6$	$\mu = 0,7$	$\mu = 0,8$
Cấp 1	Tổn hao do chùng US (%)	15.5	19.0	23.3
	Hệ số từ biến, $\varphi_p(t, \sigma_{pi})$	0.155	0.190	0.233
Cấp 2	Tổn hao do chùng US (%)	2.5	3.9	6.1
	Hệ số từ biến, $\varphi_p(t, \sigma_{pi})$	0.025	0.039	0.061
Cấp 3	Tổn hao do chùng US (%)	6.2	8.7	12.1
	Hệ số từ biến, $\varphi_p(t, \sigma_{pi})$	0.062	0.087	0.121

Từ biến trong cốt thép căng cũng có thể được xác định theo hệ số từ biến thay vì theo tổn hao do chùng ứng suất. Nếu hệ số từ biến của cốt thép căng $\varphi_p(t, \sigma_{pi})$ là tỷ lệ biến dạng từ biến

trong thép với biến dạng đàn hồi ban đầu ngay sau khi căng, thì các hệ số từ biến cuối cùng được đưa ra trong Bảng 3-8 và được tính gần đúng như sau (với $\Delta\sigma_{pr}$ là tổn hao ứng suất và mang dấu âm):

$$\varphi_p(t, \sigma_{pi}) = \frac{-\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} \quad (3.26)$$

Từ biến của cốt thép căng phụ thuộc vào mức ứng suất. Trong một cấu kiện bê tông ứng suất trước, ứng suất trong cốt thép căng giảm dần theo thời gian do từ biến và co ngót trong bê tông. Sự giảm ứng suất dần dần này dẫn đến việc giảm độ từ biến trong cốt thép và do đó tổn hao do chùng ứng suất cũng giảm. Do vậy, khi xác định tổn hao do chùng ứng suất trong kết cấu bê tông ứng suất trước, giá trị tổn hao cuối cùng do chùng ứng suất thu được từ các biểu thức (3.22) đến (3.24) (hoặc Bảng 3-8) cần được nhân với hệ số λ_r do xét đến sự co ngót theo thời gian của bê tông do từ biến và co ngót. Hệ số λ_r phụ thuộc vào đặc tính từ biến và co ngót của bê tông, vào ứng suất trước ban đầu và ứng suất trong bê tông. Tuy nhiên, vì tổn hao do chùng ứng suất trong các kết cấu bê tông ứng suất trước hiện đại (sử dụng cốt thép có độ chùng thấp) là tương đối nhỏ, nên thường lấy $\lambda_r \approx 0,8$.

Chương 4. TÍNH TOÁN DẦM BÊ TÔNG ỨNG SUẤT TRƯỚC THEO ĐIỀU KIỆN SỬ DỤNG

4.1. KHÁI QUÁT CHUNG

Khi thiết kế cầu kiện bê tông ứng suất trước theo điều kiện sử dụng cần xem xét theo hai giai đoạn. Giai đoạn đầu tiên được đặc trưng bởi thời điểm ngay sau khi ứng suất trước được truyền sang bê tông, tức là khi cấu kiện phải chịu ứng suất trước lớn nhất và tải trọng bên ngoài thường ở mức nhỏ nhất. Tại thời điểm này, các tổn hao tức thời đã xảy ra, chưa xuất hiện các tổn hao theo thời gian. Lực ứng suất trước ngay sau khi truyền ứng suất được ký hiệu là P_{m0} và được gọi là *lưuwcj ứng suất trước ban đầu*. Trong giai đoạn này, bê tông thường có cường độ tương đối thấp. Giai đoạn thứ hai là sau khi tổn hao theo thời gian đã xảy ra và kết cấu chịu toàn bộ tải trọng sử dụng, tức là tại thời điểm t khi lực ứng suất trước ở mức tối thiểu (do đã xuất hiện các tổn hao ứng suất trước) và tải trọng sử dụng bên ngoài ở mức tối đa (tải trọng thiết kế). Lực ứng suất trước ở giai đoạn này được ký hiệu là $P_{m,t}$ và thường được gọi là *lực ứng suất trước hiệu quả*.

4.2. TÍNH TOÁN THEO ỨNG SUẤT CHO PHÉP

4.2.1. Ứng suất cho phép trong bê tông và trong cốt thép căng

4.2.2. Ứng suất cho phép trong bê tông

Tại thời điểm truyền ứng suất trước ($t = t_0$), bê tông cần có cường độ không thấp hơn 50% cường độ thiết kế. Ngay sau khi truyền ứng suất trước, ứng suất nén trong bê tông không được vượt quá trị giới hạn bằng $f_{cc,0} = 0,6f_{ck}(t_0)$ và trong trường hợp này nếu ứng suất nén trong bê tông lớn hơn $0,45f_{ck}(t_0)$ thì từ biến của bê tông phải được xem xét theo luật phi tuyến.

Trong giai đoạn sử dụng, ứng suất nén trong bê tông dưới tác dụng của toàn bộ tải trọng không được vượt giá trị $f_{cc,t} = 0,6f_{ck}(t)$, còn ứng suất nén dưới tác dụng của các tải trọng tựa thường xuyên hoặc dài hạn không được vượt giá trị $f_{cc,qp} = 0,45f_{ck}(t)$. Trong tính toán thông thường giá trị $f_{ck}(t)$ của bê tông trong giai đoạn sử dụng được lấy bằng f_{ck} .

Tại thời điểm ngay sau khi truyền ứng suất trước cho bê tông, cần đảm bảo rằng kết cấu không bị nứt tại các vị trí không bố trí cốt thép không căng, theo đó ứng suất kéo trong bê tông không được vượt quá giá trị trung bình cường độ chịu kéo của bê tông $f_{ct,0} = f_{ctm}(t_0)$.

Trong giai đoạn sử dụng, đối với kết cấu có yêu cầu không xuất hiện nứt thì ứng suất kéo trong bê tông không vượt quá giá trị trung bình cường độ chịu kéo của bê tông $f_{ct,t} = f_{ctm}(t)$ (thông thường $f_{ctm}(t)$ được lấy bằng f_{ctm}). Đối với trường hợp không có yêu cầu loại trừ vết nứt khi kết cấu chịu tải sử dụng thì không cần đặt giới hạn cho ứng suất kéo trong bê tông.

4.2.3. Ứng suất cho phép trong cốt thép căng

Lực ứng suất trước trung bình tại bất kỳ thời điểm t nào ở khoảng cách x từ đầu làm việc của cốt thép căng được quy định là $P_{m,t}(x)$ và bằng với lực tối đa P_j đặt tại đầu cốt thép căng trong quá trình căng trừ đi tổn hao tức thời và theo thời gian. Lực tối đa P_j phải thỏa mãn:

$$P_j \leq P_{\max} = A_p \sigma_{p,\max} \quad (4.1)$$

trong đó: A_p là diện tích mặt cắt cốt thép căng và $\sigma_{p,\max}$ là giá trị nhỏ hơn trong các giá trị 80% cường độ chịu kéo đặc trưng (tức là $0,8f_{pk}$) và 90% ứng suất chảy đặc trưng (nghĩa là $0,9f_{p0,1k}$). Cho phép ứng suất căng vượt quá đến $\sigma_{p,\max} = 0,95f_{p0,1k}$ nếu lực trong kích được đo chính xác đến 5% giá trị cuối cùng của lực ứng suất trước. Ứng suất căng lớn hơn chỉ được phép sử dụng để khắc phục các vấn đề không lường trước được trong quá trình thi công và không nên sử dụng trong giai đoạn thiết kế.

Giá trị của lực ứng suất trước ban đầu tại vị trí x ngay sau khi căng cốt thép trong một cấu kiện hoặc ngay sau khi căng và neo trong một cấu kiện ứng suất trước (tức là tại $t = t_0$) được ký hiệu là $P_{m0}(x)$ (hoặc đơn giản là P_{m0}), bằng P_0 trừ đi những tổn hao ứng suất tức thời. Theo EN 1992-1-1, $P_{m0}(x)$ phải thỏa mãn:

$$P_{m0}(x) \leq A_p \sigma_{pm0,\max} \quad (4.2)$$

trong đó: $\sigma_{pm0,\max}$ là giá trị nhỏ hơn trong hai giá trị $0,75f_{pk}$ hoặc $0,85f_{p0,1k}$.

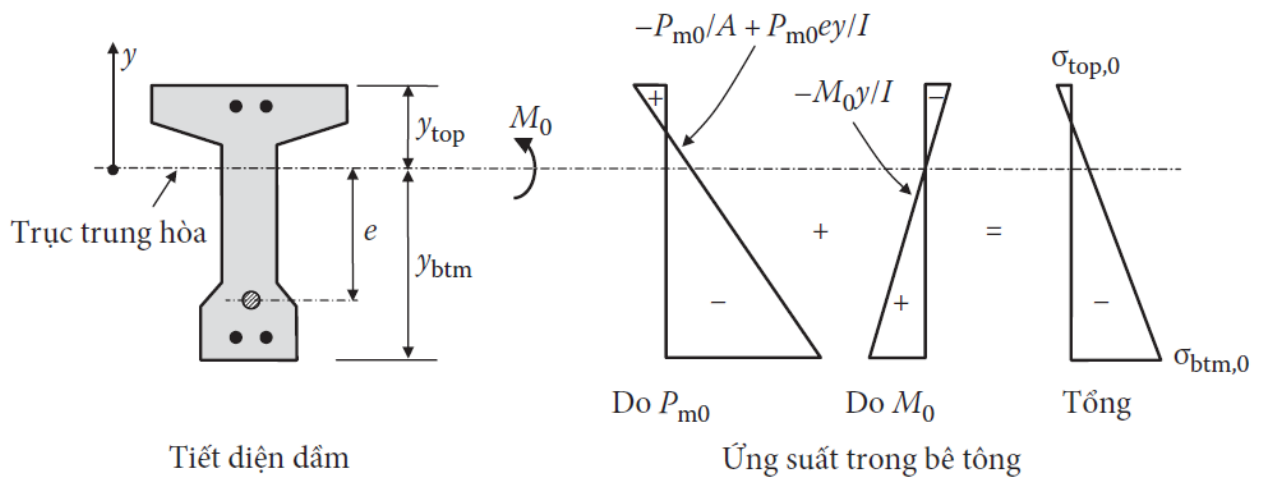
4.2.4. Tính toán tiết diện theo ứng suất cho phép

Cấu kiện bê tông ứng suất trước có thể được thiết kế không bị nứt hay có thể bị nứt trong suốt vòng đời của nó. Đối với cấu kiện bê tông ứng suất trước được thiết kế không bị nứt, tại thời điểm ngay sau khi truyền ứng suất trước, ứng suất kéo trong bê tông ở thớ ngoài cùng không được vượt quá giới hạn ứng suất kéo $f_{ct,0}$, còn ứng suất nén – không vượt quá giá trị $f_{cc,0}$.

Trên Hình 4-1, mặt cắt ngang không nứt của dầm tại vị trí mô men lớn nhất, cùng với ứng suất bê tông khi truyền ứng suất trước gây ra bởi lực ứng suất trước ban đầu P_{m0} (có độ lệch tâm e bên dưới trọng tâm của tiết diện bê tông) và mô men M_0 do tải trọng khi truyền ứng suất trước - thường là trọng lượng bản thân của dầm. Giả thiết rằng cấu kiện không bị nứt tại tiết diện xem xét và các vật liệu ứng xử đàn hồi tuyến tính. Các điều kiện về ứng suất để cấu kiện không bị nứt tại tiết diện trong trường hợp này như sau:

$$\sigma_{top,0} = -\frac{P_{m0}}{A} + \frac{P_{m0}ey_{top}}{I} - \frac{M_0y_{top}}{I} \leq f_{ct,0} \quad (4.3)$$

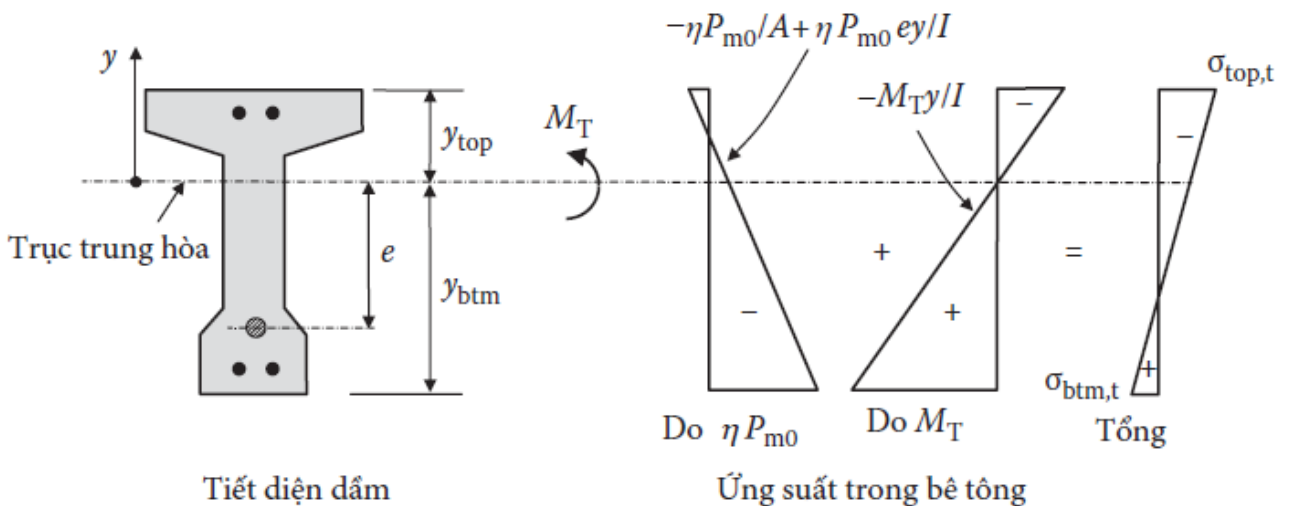
$$\sigma_{btm,0} = -\frac{P_{m0}}{A} - \frac{P_{m0}ey_{btm}}{I} + \frac{M_0y_{btm}}{I} \geq f_{cc,0} \quad (4.4)$$



Hình 4-1 Ứng suất trong bê tông khi truyền ứng suất trước

Hình 4-2 minh họa ứng suất trong bê tông trên tiết diện ngang không nứt do cả lực ứng suất trước hiệu quả $P_{m,t}$ đặt lên bê tông sau khi đã tính đến các tổn hao ứng suất và mô men M do tải trọng sử dụng gây ra.

Lực ứng suất trước hiệu quả tại tiết diện ngang được lấy bằng $P_{m,t} = \eta P_{m0}$, trong đó η phụ thuộc vào tổn hao ứng suất theo thời gian trong cốt thép căng và phần lực truyền từ bê tông vào cốt thép không căng bám dính để hạn chế sự phát triển của co ngót và từ biến trong bê tông theo thời gian. Với các tiết diện ngang không có cốt thép không căng, η có thể lấy bằng khoảng 0,8 nhưng có thể nhỏ hơn một ít trong trường hợp các tiết diện có cốt thép không căng.



Hình 4-2 Ứng suất trong bê tông khi chịu tải trọng sử dụng

Với một cấu kiện không nứt, ứng suất kéo và ứng suất nén trong bê tông tại thớ ngoài cùng phải nhỏ hơn các giới hạn của ứng suất tương ứng, tức là:

$$\sigma_{btm,t} = -\frac{P_{m,t}}{A} - \frac{P_{m,t}ey_{btm}}{I} + \frac{My_{btm}}{I} \leq f_{ct,t} \quad (4.5)$$

$$\sigma_{top,t} = -\frac{P_{m,t}}{A} + \frac{P_{m,t}ey_{top}}{I} - \frac{My_{top}}{I} \geq f_{cc,t} \quad (4.6)$$

$$\sigma_{top,qp} = -\frac{P_{m,t}}{A} + \frac{\eta P_{m,t}ey_{top}}{I} - \frac{M_{qp}y_{top}}{I} \geq f_{cc,qp} \quad (4.7)$$

Trong các công thức (4.3)-(4.7), P_0 là lực căng cốt thép, ta có:

$$P_{m0} = \eta_1 P_0 ; P_{m,t} = \eta_2 P_0 ; \eta = \eta_2 / \eta_1 \quad (4.8)$$

trong đó: η_1, η_2 tương ứng là hệ số tổn hao tức thời (ngắn hạn) và tổn hao dài hạn.

Biến đổi các công thức (4.3) - (4.7) và kết hợp với (4.8), ta nhận được các điều kiện để lựa chọn tiết diện dầm và các thông số về lực căng cốt thép:

- Điều kiện để chọn tiết diện dầm:

$$Z_{btm} \geq \frac{\eta_1 M - \eta_2 M_0}{\eta_1 f_{ct,t} - \eta_2 f_{cc,0}} \quad (4.9)$$

$$Z_{top} \geq \frac{\eta_1 M - \eta_2 M_0}{-\eta_1 f_{cc,t} + \eta_2 f_{ct,0}} \quad (4.10)$$

$$Z_{top} \geq \frac{\eta_1 M_{qp} - \eta_2 M_0}{-\eta_1 f_{cc,qp} + \eta_2 f_{ct,0}} \quad (4.11)$$

- Điều kiện để chọn lực ứng suất trước:

$$P_0 \geq \frac{A(f_{ct,0} Z_{btm} + \eta f_{ct,t} Z_{top} - M + \eta M_0)}{-\eta_2 (Z_{btm} + Z_{top})} \quad (4.12)$$

$$P_0 \leq \frac{A(f_{cc,t} Z_{top} + \eta f_{cc,0} Z_{btb} + M - \eta M_0)}{-\eta_2 (Z_{btm} + Z_{top})} \quad (4.13)$$

$$P_0 \leq \frac{A(f_{cc,qp} Z_{top} + \eta f_{cc,0} Z_{btb} + M_{qp} - \eta M_0)}{-\eta_2 (Z_{btm} + Z_{top})} \quad (4.14)$$

- Điều kiện để chọn độ lệch tâm của lực ứng suất trước:

$$e \geq \frac{Z_{btm} Z_{top} (-f_{cc,t} - \eta f_{cc,0}) - \eta M_0 Z_{top} - M Z_{btm}}{A(f_{cc,t} Z_{top} + \eta f_{cc,0} Z_{btm} + M - \eta M_{\min})} \quad (4.15)$$

$$e \geq \frac{Z_{bim}Z_{top}(-f_{cc,qp} - \eta f_{cc,0}) - \eta M_0 Z_{top} - M_{qp} Z_{bim}}{A(f_{cc,qp} Z_{top} + \eta f_{cc,0} Z_{bim} + M_{qp} - \eta M_0)} \quad (4.16)$$

$$e \leq \frac{Z_{bim}Z_{top}(f_{ct,t} - \eta f_{ct,0}) - \eta M_0 Z_{bim} - M Z_{top}}{A(f_{ct,t} Z_{bim} + \eta f_{ct,0} Z_{top} - M + \eta M_0)} \quad (4.17)$$

Nếu độ lệch tâm được lựa chọn theo (4.15) – (4.17) thì lực căng cốt thép cần thỏa mãn điều kiện:

$$P_0 \leq \frac{M_0 + Z_{top} f_{ct,0}}{\eta_1 (e - Z_{top} / A)} \quad (4.18)$$

$$P_0 \leq \frac{M_0 - Z_{bim} f_{cc,0}}{\eta_1 (e + Z_{bim} / A)} \quad (4.19)$$

$$P_0 \geq \frac{M - Z_{bim} f_{ct,t}}{\eta_2 (e + Z_{bim} / A)} \quad (4.20)$$

$$P_0 \geq \frac{M + Z_{top} f_{cc,t}}{\eta_2 (e - Z_{top} / A)} \quad (4.21)$$

$$P_0 \geq \frac{M_{qp} + Z_{top} f_{cc,qp}}{\eta_2 (e - Z_{top} / A)} \quad (4.22)$$

Nếu lực căng cốt thép được lựa chọn theo (4.12) – (4.14) thì độ lệch tâm cần thỏa mãn điều kiện:

$$e \leq \frac{Z_{top}}{A} + \frac{M_0 + Z_{top} f_{ct,0}}{\eta_1 P_0} \quad (4.23)$$

$$e \leq -\frac{Z_{bim}}{A} + \frac{M_0 - Z_{bim} f_{cc,0}}{\eta_1 P_0} \quad (4.24)$$

$$e \geq -\frac{Z_{bim}}{A} + \frac{M - Z_{bim} f_{ct,t}}{\eta_2 P_0} \quad (4.25)$$

$$e \geq \frac{Z_{top}}{A} + \frac{M + Z_{top} f_{cc,t}}{\eta_2 P_0} \quad (4.26)$$

$$e \geq \frac{Z_{top}}{A} + \frac{M_{qp} + Z_{top} f_{cc,qp}}{\eta_2 P_0} \quad (4.27)$$

trong các công thức (4.3) – (4.27):

A là diện tích của tiết diện ngang;

I là mô men quán tính của tiết diện so với trọng tâm;

$Z_{top} = I/y_{top}$ là mô đun của tiết diện ứng với thớ trên cùng;

$Z_{btm} = I/y_{btm}$ là mô đun của tiết diện ứng với thớ dưới cùng;

M là mô men do tổ hợp các tải trọng thông thường;

M_{qp} là mô men do tổ hợp các tải trọng tựa thường xuyên hoặc dài hạn.

Trong các công thức trên, $f_{cc,0}$, $f_{cc,t}$ và $f_{cc,qp}$ là giới hạn ứng suất nén và mang dấu âm, M_0 là mô men do trọng lượng kết cấu gây ra tại thời điểm truyền ứng suất trước được xác định tại tiết diện cần kiểm tra theo ứng suất cho phép trong bê tông. Đối với dầm có cốt thép căng dạng thẳng với độ lệch tâm không đổi thì M_0 được xác định tại đầu dầm và có giá trị bằng không. Độ lệch tâm của lực ứng suất trước phải thỏa mãn điều kiện về kích thước của tiết diện.

Các điều kiện được sử dụng làm căn cứ để xác định quỹ đạo lực ứng suất trước, tức là quỹ đạo bó cốt thép căng cần thỏa mãn các điều kiện (4.23) – (4.27).

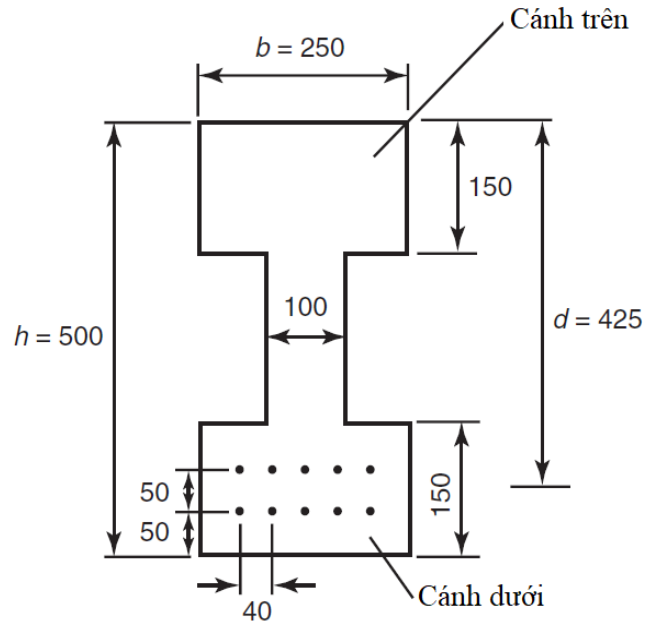
Tiêu chuẩn EN 1992-1-1 giả định rằng, nứt do uốn được kiểm soát nếu ứng suất kéo lớn nhất trong bê tông trong một kết cấu chịu tải trọng sử dụng ngắn hạn và ứng suất trước không vượt quá cường độ chịu kéo hiệu dụng $f_{ct,eff}(t)$ được lấy bằng một trong hai giá trị trung bình của cường độ chịu kéo của bê tông $f_{ctm}(t)$ hoặc giá trị trung bình của cường độ chịu kéo uốn của bê tông $f_{ctm,fl}(t)$ tại thời điểm xảy ra vết nứt đầu tiên. Tính toán cốt thép căng tối thiểu phải dựa trên cùng giá trị của $f_{ct,eff}(t)$. Các đại lượng $f_{ct,0}$ và $f_{ct,t}$ trong các công thức (4.3) – (4.27) được thay thế tương ứng với $f_{ct,eff}(t)$.

Nếu cho phép kết cấu nứt khi chịu tải trọng sử dụng, không cần giới hạn ứng suất kéo $f_{ct,t}$ và không cần thỏa mãn các công thức (4.5). Giới hạn ứng suất kéo và nén khi truyền ứng suất trước thường vẫn được áp dụng, tức là vẫn phải thỏa mãn các điều kiện (4.3), (4.4), (4.6) và (4.7) để đặt ra các mức giới hạn trên của ứng suất trước.

Trong một số trường hợp, các cấu kiện bê tông ứng suất trước được thiết kế cho phép bị nứt khi chịu toàn bộ tải trọng sử dụng, nhưng không tồn tại ứng suất kéo trong bê tông dưới tải trọng dài hạn. Trong những trường hợp này, việc lựa chọn ứng suất trước vẫn có thể được thực hiện thuận tiện khi sử dụng công thức (4.5), nếu tổng mô men do tải trọng sử dụng M được thay thế bằng mô men do tải trọng xuyên hoặc dài hạn M_{sus} .

Ví dụ 4.1

Tính toán theo ứng suất cho phép dầm bê tông ứng suất trước dài 15m, có tiết diện chữ I đối xứng (Hình 4-3). Tải trọng tác dụng lên dầm gồm trọng lượng dầm và tải trọng tạm thời dài hạn $Q = 33\text{kN}$.



Hình 4-3 Tiết diện dầm bê tông ứng suất trước

Các đặc trưng của tiết diện dầm:

$$A = 0.25 \times 0.5 - 0.15 \times 0.2 = 0,095m^2 = 9,5 \times 10^4 mm^2$$

$$I = 250 \times 500^3 / 12 - 150 \times 200^3 / 12 = 2,504 \times 10^9 mm^4$$

$$Z_{top} = Z_{bm} = 2,504 \times 10^9 / 250 = 10,02 \times 10^5 mm^3$$

Trọng lượng dầm:

$$W_0 = 24 \times 0.095 \times 15 = 34,20kN$$

Mô men tại tiết diện giữa nhịp do trọng lượng dầm:

$$M_0 = 34,2 \times 15 / 8 = 64,12kNm$$

Mô men do tải trọng tạm thời:

$$M_i = 33 \times 15 / 8 = 61,88kNm$$

Mô men do tải trọng sử dụng:

$$M = M_0 + M_i = 64,12 + 61,88 = 126,00kNm$$

Cường độ đặc trưng của cốt thép căng $f_{p0.1k} = 1570$ MPa. Bê tông tại thời điểm truyền ứng suất trước C30, tại tuổi 28 ngày C40. Ứng suất căng cốt thép $0,9f_{p0.1k}$.

Tổn hao tức thời giả thiết có giá trị 10%, tổn hao dài hạn 25%. Giá trị $\eta = 0,75/0,90 = 0,833$.

Ứng suất nén cho phép dưới tác dụng của tải trọng tựa thường xuyên $0,45 f_{ck}$, ứng suất kéo cho phép $0,3 f_{ct}^{2/3}$.

- Tại thời điểm ngay sau khi truyền ứng suất trước:

$$f_{cc,0} = 0,45 \cdot (-30) = -13,50 \text{ MPa}$$

$$f_{ct,0} = 0,3 \cdot 30^{2/3} = +2,90 \text{ MPa}$$

- Trong giai đoạn sử dụng:

$$f_{cc,qp} = 0,45 \cdot (-40) = -18,00 \text{ MPa}$$

$$f_{ct,t} = 0,3 \cdot 40^{2/3} = +3,51 \text{ MPa}$$

Tính toán tiết diện dầm theo các điều kiện: $Z_{bim} \geq Z_{bim,min}$ và $Z_{top} \geq Z_{top,min}$

$$Z_{bim,min} = \frac{\eta_1 M - \eta_2 M_0}{\eta_1 f_{ct,t} - \eta_2 f_{cc,0}} = \frac{0,9 \times 126,00 \times 10^6 - 0}{0,9 \times 3,51 - 0,75 \times (-13,50)} = 8,54 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

$$Z_{top,min} = \frac{\eta_1 M - \eta_2 M_0}{-\eta_1 f_{cc,qp} + \eta_2 f_{ct,0}} = \frac{0,9 \times 126,00 \times 10^6 - 0}{-0,9 \times (-18) + 0,75 \times 3,51} = 6,02 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

(Dầm có tiết diện không đổi và cốt thép căng dạng thẳng có độ lệch tâm không đổi nên M_0 được tính tại tiết diện gối $M_0 = 0$).

$$Z_{top} = 10,02 \times 10^6 \text{ mm}^3 > Z_{top,min} = 6,02 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

$$Z_{bim} = 10,02 \times 10^5 \text{ mm}^3 > Z_{bim,min} = 8,54 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

Tính toán lực căng cốt thép theo điều kiện $P_{0,min} \leq P_0 \leq P_{0,max}$:

$$P_{0,max} = \frac{9,5 \times 10^4 \left[(-18) \times 10,02 \times 10^6 + 0,833 \times (-13,5) \times 10^6 + 126,00 \times 10^6 - 0 \right]}{-0,75 \times (10,02 \times 10^6 + 10,02 \times 10^6)} \cdot 10^{-3}$$

$$= 1055 \text{ kN}$$

$$P_{0,min} = \frac{9,5 \times 10^4 (3,51 \times 10,02 \times 10^6 + 0,833 \times 2,9 \times 10,02 \times 10^6 - 126,00 \times 10^6 - 0)}{-0,75 \times (10,02 \times 10^6 + 10,02 \times 10^6)}$$

$$= 421 \text{ kN}$$

Cốt thép căng đường kính 7mm:

$$P_s = 3,14 \times 7^2 / 4 \times (0,9 \times 1570) / 10^3 = 54,4 \text{ kN}$$

Số lượng cốt thép căng cần thỏa mãn điều kiện:

$$P_{0,min} / P_s \leq n \leq P_{0,max} / P_s \Rightarrow 421 / 54,4 \leq n \leq 1055 / 54,4$$

$$7,8 \leq n \leq 19,4$$

Chọn số lượng cốt thép căng: $n = 12$

$$7,8 \leq n = 12 \leq 19,4$$

Lực căng cốt thép:

$$P_0 = 12 \times 54,4 = 652,8 \text{ kN}$$

Tính toán độ lệch tâm theo lực căng cốt thép $P_0 = 652,8 \text{ kN}$:

$$e \leq \frac{Z_{top}}{A} + \frac{M_0 + Z_{top} f_{ct,0}}{\eta_1 P_0} = \frac{10,02 \times 10^6}{9,5 \times 10^4} + \frac{0 + 10,02 \times 10^6 \times 2,90}{0,9 \times 652,8 \times 10^3} = 157 \text{ mm}$$

$$e \leq -\frac{Z_{bim}}{A} + \frac{M_0 - Z_{bim} f_{cc,0}}{\eta_1 P_0} = -\frac{10,02 \times 10^6}{9,5 \times 10^4} + \frac{0 - 10,02 \times 10^6 \times (-13,50)}{0,9 \times 652,8 \times 10^3} = 135 \text{ mm}$$

$$e \geq -\frac{Z_{bim}}{A} + \frac{M - Z_{bim} f_{ct,t}}{\eta_2 P_0} = -\frac{10,02 \times 10^6}{9,5 \times 10^4} + \frac{126,00 \times 10^6 - 10,02 \times 10^6 \times 3,51}{0,75 \times 652,8 \times 10^3} = 71 \text{ mm}$$

$$e \geq \frac{Z_{top}}{A} + \frac{M + Z_{top} f_{cc,qp}}{\eta_2 P_0} = \frac{10,02 \times 10^6}{9,5 \times 10^4} + \frac{126,00 \times 10^6 + 10,02 \times 10^6 \times (-18,00)}{0,75 \times 652,8 \times 10^3} = -6 \text{ mm}$$

Độ lệch tâm cần thỏa mãn yêu cầu:

$$71 \text{ mm} \leq e \leq 135 \text{ mm}$$

Cốt thép căng được bố trí như Hình 4.4.

Cao độ của trọng tâm các cốt thép căng:

$$y_s = \frac{5 \times 50 + 5 \times 100 + 2 \times 450}{12} = 137,5 \text{ mm}$$

Độ lệch tâm của lực ứng suất trước:

$$e = \frac{h}{2} - y_s = 250 - 137,5 = 112,5 \text{ mm}$$

$$71 \text{ mm} \leq e = 112,5 \text{ mm} \leq 135 \text{ mm}$$

Tính toán kiểm tra ứng suất trong bê tông tại thời điểm truyền ứng suất trước và trong giai đoạn sử dụng:

$$\begin{aligned} \sigma_{cc,0} &= -\frac{0,9 \times 652,8 \times 10^3}{9,5 \times 10^4} + \frac{0 - 0,9 \times 652,8 \times 10^3 \times 112,5}{10,02 \times 10^6} \\ &= -12,78 > f_{cc,0} = -13,50 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\sigma_{ct,t} = -\frac{0,9 \times 652,8 \times 10^3}{9,5 \times 10^4} + \frac{0 + 0,9 \times 652,8 \times 10^3 \times 112,5}{10,02 \times 10^6}$$

$$= +0,41 \text{MPa} < f_{ct,0} = +2,90 \text{MPa}$$

$$\sigma_{cc,t} = -\frac{0,75 \times 652,8 \times 10^3}{9,5 \times 10^4} + \frac{-126,00 \times 10^6 + 0,75 \times 652,8 \times 10^3 \times 112,5}{10,02 \times 10^6}$$

$$= -12,23 > f_{cc,qp} = -18,00 \text{MPa}$$

$$\sigma_{ct,t} = -\frac{0,75 \times 652,8 \times 10^3}{9,5 \times 10^4} + \frac{126,00 \times 10^6 - 0,75 \times 652,8 \times 10^3 \times 112,5}{10,02 \times 10^6}$$

$$= +1,92 < f_{ct,t} = +3,51 \text{MPa}$$

Ví dụ 4.2

Dầm đơn giản tiết diện chữ nhật có nhịp 20m. Tải trọng tác dụng lên dầm, ngoài trọng lượng dầm có tải trọng phân bố 6 kN/m, trong đó tải trọng tựa thường xuyên bằng 3,6 kN/m và tải trọng thông thường bằng 2,4 kN/m.

Bê tông dầm cấp độ bền C40/50, tại thời điểm truyền ứng suất trước bê tông đạt cường độ C30/40.

Yêu cầu tính toán dầm theo ứng suất cho phép. Công nghệ ứng suất trước căng sau có bám dính, tổn hao ứng suất trước tổng cộng là 25%, trong đó phần tổn hao ngắn hạn là 10%.

Các ứng suất giới hạn trong bê tông:

- Tại thời điểm truyền ứng suất trước:

$$f_{cc,0} = -0,6 f_{ck,0} = -0,6 \times 30 = -18 \text{MPa}$$

$$f_{ct,0} = +f_{ctm,0} = +2,9 \text{MPa}$$

- Trong giai đoạn sử dụng:

$$f_{cc,t} = -0,6 f_{ck} = -0,6 \times 40 = -24 \text{MPa}$$

$$f_{cc,qp} = -0,45 f_{ck} = -0,45 \times 40 = -18 \text{MPa}$$

$$f_{ct,t} = +f_{ctm,0} = +3,5 \text{MPa}$$

Trọng lượng dầm (giả thiết):

$$w = 8 \text{kN} / \text{m}$$

Tải trọng tác dụng lên dầm:

$$q = 8 + 6 = 14 \text{kN} / \text{m}$$

$$q_{qp} = 8 + 3,6 = 11,6 \text{ kN / m}$$

Mô men uốn tại giữa nhịp:

$$M_0 = \frac{20^2}{8} 8 = 400 \text{ kNm}$$

$$M = \frac{20^2}{8} 14 = 700 \text{ kNm}$$

$$M_{qp} = \frac{20^2}{8} 11,6 = 580 \text{ kNm}$$

Tính toán các điều kiện tiết diện dầm:

$$Z_{bim} \geq \frac{\eta_1 M - \eta_2 M_0}{\eta_1 f_{ct,t} - \eta_2 f_{cc,0}} = \frac{(0,9 \times 700 - 0,75 \times 400) \times 10^6}{0,9 \times 2,9 - 0,75 \times (-18)} = 19,82 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$Z_{top} \geq \frac{\eta_1 M - \eta_2 M_0}{-\eta_1 f_{cc,t} + \eta_2 f_{ct,0}} = \frac{(0,9 \times 700 - 0,75 \times 400) \times 10^6}{-0,9(-24) + 0,75 \times 2,9} = 13,88 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$Z_{top} \geq \frac{\eta_1 M_{qp} - \eta_2 M_0}{-\eta_1 f_{cc,qp} + \eta_2 f_{ct,0}} = \frac{(0,9 \times 580 - 0,75 \times 400) \times 10^6}{-0,9(-18) + 0,75 \times 2,9} = 12,08 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

Chọn tiết diện dầm: $b = 400 \text{ mm}$, $h = 850 \text{ mm}$, ta có:

$$Z_{top} = Z_{bim} = 48,17 \times 10^6 \text{ mm}^4 > 19,82 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$A = 3,40 \times 10^5 \text{ mm}^2$$

$$I = 2,05 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

Tải trọng tác dụng lên dầm:

$$w = 8,2 \text{ kN / m}$$

$$q = 8,2 + 6 = 14,2 \text{ kN / m}$$

$$q_{qp} = 8,2 + 3,6 = 11,8 \text{ kN / m}$$

Mô men uốn tại giữa nhịp:

$$M_0 = \frac{20^2}{8} 8,2 = 410 \text{ kNm}$$

$$M = \frac{20^2}{8} 14 = 710 \text{ kNm}$$

$$M_{qp} = \frac{20^2}{8} 11,6 = 590 \text{ kNm}$$

Khoảng cách từ mép dưới dầm đến trọng tâm bó cốt thép: $a = 75 \text{ mm}$.

Lựa chọn độ lệch tâm của lực ứng suất trước:

$$e = \frac{850}{2} - 75 = 350 \text{ mm}$$

Yêu cầu lực căng cốt thép:

$$P_0 \leq \frac{M_0 + Z_{top} f_{ct,0}}{\eta_1 (e - Z_{top} / A)} = \frac{(410 + 48,17 \times 2,9) \times 10^6}{0,9 (350 - 48,17 \times 10^6 / 3,40 \times 10^5)} \times 10^{-3} = 2934 \text{ kN}$$

$$P_0 \leq \frac{M_0 - Z_{btm} f_{cc,0}}{\eta_1 (e + Z_{btm} / A)} = \frac{(410 - 48,18 \times (-18)) \times 10^6}{0,9 (350 + 48,17 \times 10^6 / 3,40 \times 10^5)} \times 10^{-3} = 2886 \text{ kN}$$

$$P_0 \geq \frac{M - Z_{btm} f_{ct,t}}{\eta_2 (e + Z_{btm} / A)} = \frac{(710 - 48,17 \times 3,5) \times 10^6}{0,75 (350 + 48,17 \times 10^6 / 3,4 \times 10^5)} \times 10^{-3} = 1468 \text{ kN}$$

$$P_0 \leq \frac{M + Z_{top} f_{cc,t}}{\eta_2 (e - Z_{top} / A)} = \frac{(710 + 48,17 \times (-24)) \times 10^6}{0,75 (350 - 48,17 \times 10^6 / 3,40 \times 10^5)} \times 10^{-3} = -2855 \text{ kN}$$

$$P_0 \leq \frac{M_{qp} + Z_{top} f_{cc,qp}}{\eta_2 (e - Z_{top} / A)} = \frac{(590 + 48,17 \times (-18)) \times 10^6}{0,75 (350 - 48,17 \times 10^6 / 3,40 \times 10^5)} \times 10^{-3} = -1773 \text{ kN}$$

Sử dụng loại cốt thép xoắn T15-Y1860S có $P_{0,1k} = 223 \text{ kN}$.

$$\frac{2886}{0,9 \times 223} = 14,4 \geq n \geq \frac{1468}{0,9 \times 223} = 7,3$$

Chọn $n = 9$.

Lực căng cốt thép:

$$P_0 = 9 \times 0,9 \times 223 = 1806,3 \text{ kN}$$

Tính toán kiểm tra ứng suất trong bê tông tại thời điểm truyền ứng suất trước và trong giai đoạn sử dụng:

$$\sigma_{cc,0} = -\frac{0,9 \times 1806,3 \times 10^3}{3,40 \times 10^5} + \frac{410 \times 10^6 - 0,9 \times 1806,3 \times 10^3 \times 350}{48,17 \times 10^6}$$

$$= -8,08 \text{MPa} > f_{cc,0} = -18 \text{MPa}$$

$$\sigma_{cc,t} = -\frac{0,9 \times 1806,3 \times 10^3}{3,40 \times 10^5} - \frac{410 \times 10^6 - 0,9 \times 1806,3 \times 10^3 \times 350}{48,17 \times 10^6}$$

$$= -1,48 \text{MPa} < f_{cc,t} = +2,9 \text{MPa}$$

$$\sigma_{cc,t} = -\frac{0,75 \times 1806,3 \times 10^3}{3,40 \times 10^5} - \frac{710 \times 10^6 - 0,75 \times 1806,3 \times 10^3 \times 350}{48,17 \times 10^6}$$

$$= -8,88 \text{MPa} < f_{cc,t} = -24 \text{MPa}$$

$$\sigma_{cc,qp} = -\frac{0,75 \times 1806,3 \times 10^3}{3,40 \times 10^5} - \frac{590 \times 10^6 - 0,75 \times 1806,3 \times 10^3 \times 350}{48,17 \times 10^6}$$

$$= -6,39 \text{MPa} < f_{cc,qp} = -18 \text{MPa}$$

$$\sigma_{cc,t} = -\frac{0,75 \times 1806,3 \times 10^3}{3,40 \times 10^5} + \frac{710 \times 10^6 - 0,75 \times 1806,3 \times 10^3 \times 350}{48,17 \times 10^6}$$

$$= +0,91 \text{MPa} < f_{ct,t} = +3,5 \text{MPa}$$

Xác định quỹ đạo cốt thép căng:

Vùng giới hạn bố trí cốt thép căng được xác định theo các điều kiện (4.23) ÷ (2.27). Kết quả tính toán được cho trong bảng dưới đây.

$x(m)$	0,00	2,50	5,00	7,50	10,00
$M_0(kNm)$	0.00	179.38	307.50	384.38	410.00
$M(kNm)$	0.00	310.63	532.50	665.63	710.00
$M_{qp}(kNm)$	0.00	258.13	442.50	553.13	590.00
$e(mm) \leq (4.23)$	228	338	417	464	480
$e(mm) \leq (4.24)$	392	502	581	628	644
$e(mm) \geq (4.25)$	-266	-37	127	225	258
$e(mm) \geq (4.26)$	-712	-482	-319	-220	-188
$e(mm) \geq (4.27)$	-498	-308	-172	-90	-63
$e_{\max}(mm)$	228	338	417	464	480
$e_{\min}(mm)$	-266	-37	127	225	258

$e_d (mm)$	0	153	263	328	350
------------	---	-----	-----	-----	-----

Quy đạo bố cốt thép căng trong dầm được lựa chọn:

$$e_d = 4 \times 0,350 \times x(20 - x) / 20^2$$

Độ lệch tâm của bố cốt thép căng được cho trong bảng trên.

4.3. TÍNH TOÁN NỨT

4.3.1. Quy định chung

Theo EN 1992-1-1, nếu ứng suất kéo trong bê tông do các tải trọng sử dụng và ứng suất trước (sau khi đã kể đến ảnh hưởng của từ biến, co ngót và chùng ứng suất) không vượt quá cường độ chịu kéo hiệu quả của bê tông $f_{eff}(t)$, thì tiết diện được xem là không bị nứt và không cần tính toán kiểm soát nứt. Khi đó, $f_{ct,eff}(t)$ được lấy bằng giá trị trung bình của cường độ chịu kéo của bê tông $f_{ctm}(t)$ hoặc giá trị trung bình của cường độ chịu kéo khi uốn của bê tông tại thời điểm đó $f_{ctm,fl}(t)$, và giá trị này phải được sử dụng khi tính toán cốt thép chịu kéo tối thiểu.

Tiêu chuẩn EN 1992-1-1 cho phép thiết kế kết cấu bê tông ứng suất trước bị nứt với bề rộng vết nứt không vượt quá giới hạn trong Bảng 1.5 - EN 1992-1-1.

4.3.2. Hàm lượng cốt thép tối thiểu

Trường hợp cần thiết kiểm soát nứt, cần bố trí một lượng tối thiểu cốt thép bám dính để khống chế vết nứt trong những vùng bê tông có thể xuất hiện lực kéo. Lượng cốt thép tối thiểu này được xác định theo điều kiện cân bằng lực kéo trong bê tông ngay trước khi nứt với lực kéo trong cốt thép sau khi nứt với giả thiết ứng suất trong cốt thép bằng cường độ chảy hoặc thấp hơn ứng suất này nếu để hạn chế bề rộng vết nứt. Trong dầm chữ T, dầm chữ L hoặc dầm hộp, diện tích cốt thép không căng bám dính tối thiểu trong tiết diện mặt cắt ngang được xác định bằng cách áp dụng Công thức (4.28) cho bản cánh hoặc bản sườn dầm nằm trong vùng chịu kéo.

$$A_{s,min} \sigma_s = k_c k_f f_{ct,eff} A_{ct} \quad (4.28)$$

trong đó:

$A_{s,min}$ là diện tích cốt thép không căng bám dính tối thiểu trong vùng chịu kéo;

A_{ct} là diện tích của bê tông trong vùng chịu kéo ngay trước khi nứt;

σ_s là giá trị tuyệt đối của ứng suất lớn nhất cho phép trong thép để đáp ứng giới hạn chiều rộng vết nứt tối đa, nhưng không được vượt quá f_{yk} ;

$f_{ct,eff}$ là cường độ chịu kéo trung bình của bê tông tại thời điểm xảy ra vết nứt đầu tiên ($f_{ctm}(t)$ hoặc $f_{ctm,fl}(t)$, nếu phù hợp);

k là hệ số kể đến các ứng suất riêng không đồng nhất phát triển do co ngót khác nhau trong mỗi bản cánh hoặc bản sườn của tiết diện dầm, với $k = 1.0$ khi chiều rộng của bản sườn hoặc chiều cao của bản cánh nhỏ hơn 300 mm và $k = 0,65$ khi chiều rộng của bản sườn hoặc chiều cao bản cánh lớn hơn 800 mm (giá trị trung gian có thể được nội suy);

k_c là hệ số phụ thuộc vào Hình dạng phân bố ứng suất trên tiết diện ngay trước khi nứt và sự thay đổi cánh tay đòn:

- Trường hợp kéo thuần túy, $k_c = 1.0$.
- Trường hợp uốn hoặc uốn kết hợp lực dọc:
 - Đối với tiết diện chữ nhật và sườn của tiết diện hộp và chữ T:

$$k_c = 0,4 \left[1 - \frac{\sigma_c}{k \left(h / h^* \right) f_{ct,eff}} \right] \leq 1 \quad (4.29)$$

- Đối với phần cánh của tiết diện hộp và chữ T:

$$k_c = 0,9 \frac{F_{cr}}{A_{ct} f_{ct,eff}} \geq 0,5 \quad (4.30)$$

Trong các công thức (4.29) - (4.30)

σ_c là ứng suất trung bình trong bê tông tác động lên phần của tiết diện đang xem xét ($\sigma_c = N_{Ed}/bh$);

N_{Ed} là lực dọc trục ở trạng thái giới hạn về điều kiện làm việc tác động lên phần của tiết diện đang xem xét (lực nén mang dấu dương), bao gồm cả ảnh hưởng của ứng suất trước và lực dọc;

h^* lấy giá trị bằng h với $h < 1000$ mm và bằng 1000 mm đối với $h \geq 1000$ mm;

k_1 là hệ số xét đến ảnh hưởng của lực dọc trục đến sự phân bố ứng suất:

- $k_1 = 1,5$ nếu N_{Ed} là lực nén,
- $k_1 = (2h^*) / (3h)$ nếu N_{Ed} là lực kéo;

F_{cr} là giá trị tuyệt đối của lực kéo trong phạm vi phần cánh ngay trước khi nứt gây ra bởi mô men gây nứt được tính toán với $f_{ct,eff}$.

Với tiết diện bê tông ứng suất trước có cốt thép căng bám dính trong vùng chịu kéo, cốt thép căng bám dính được coi là có góp phần kiểm soát nứt đến khoảng cách 150 mm từ trọng tâm cốt thép căng và lượng cốt thép không căng phải được tăng cường tối thiểu trong vùng này được xác định theo công thức (4.31):

$$A_{s,min} \sigma_s + \xi_1 A_p' \Delta \sigma_p = k_c k f_{ct,eff} A_{ct} \quad (4.31)$$

trong đó:

- A_p' là diện tích cốt thép căng trong diện tích bê tông $A_{c,eff}$;
- $A_{c,eff}$ là diện tích hiệu quả phần bê tông chịu kéo bao quanh cốt thép căng có chiều cao $h_{c,ef}$ bằng giá trị nhỏ hơn trong các giá trị $2,5(h-d)$, $(h-x)/3$ hoặc $h/2$;
- $\Delta\sigma_p$ là sự thay đổi ứng suất trong cốt thép căng từ trạng thái biến dạng bằng không trong bê tông;
- ξ_1 là tỷ số điều chỉnh cường độ bám dính có tính đến các đường kính khác nhau của cốt thép căng và cốt thép gia cường, được tính theo công thức:

$$\xi_1 = \sqrt{\xi \frac{\phi_s}{\phi_p}} \quad (4.32)$$

trong đó

- ϕ_s là đường kính thành cốt thép không căng lớn nhất;
- ϕ_p là đường kính tương đương cốt thép căng được lấy như sau:
- $\phi_p = 1.6\sqrt{A_p}$ với bó cốt thép căng,
- $\phi_p = 1.75\phi_{s\text{ sợi}}$ với tào cốt thép căng 7 sợi ($\phi_{s\text{ sợi}}$ = đường kính sợi),
- $\phi_p = 1.2\phi_{s\text{ sợi}}$ với tào cốt thép căng 3 sợi ($\phi_{s\text{ sợi}}$ = đường kính sợi);
- ξ là tỷ số cường độ bám dính giữa cốt thép căng và cốt thép không căng, được cho trong Bảng 4-1.

Bảng 4-1 Tỷ số cường độ bám dính ξ , giữa cốt thép căng và cốt thép không căng

Cốt thép căng	ξ		
	Căng trước	Bám dính, căng sau	
		$\leq C50 / 60$	$\geq C70 / C85$
Thanh, sợi thép trơn	Không áp dụng	0,3	0,15
Thép xoắn	0,6	0,5	0,25
Sợi thép lõm	0,7	0,6	0,3
Thanh thép gờ	0,8	0,7	0,35

Ghi chú: Đối với giá trị trung gian giữa C50/C60 và C70/C85, có thể nội suy.

Nếu không bố trí cốt thép không căng và chỉ sử dụng cốt thép căng bám dính để kiểm soát nứt thì $\xi_1 = \sqrt{\xi}$.

4.3.3. Tính toán chiều rộng vết nứt

Theo EN 1992-1-1, chiều rộng vết nứt w_k có thể được tính toán theo công thức:

$$w_k = s_{r,\max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (4.33)$$

trong đó:

$s_{r,\max}$ là khoảng cách lớn nhất giữa các vết nứt;

ε_{sm} là biến dạng trung bình trong cốt thép dưới tác dụng của tổ hợp tải trọng thích hợp, bao gồm ảnh hưởng của biến dạng do tải trọng thêm vào và có tính đến sự tăng độ cứng khi chịu kéo của bê tông (chỉ biến dạng bổ sung khi kéo nằm ngoài trạng thái biến dạng bằng không (0) của bê tông tại cùng một cao độ là được xem xét);

ε_{cm} là biến dạng trung bình trong bê tông giữa các vết nứt.

Hiệu số giữa biến dạng trung bình trong cốt thép và biến dạng trung bình trong bê tông ($\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$) có thể được lấy bằng:

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \frac{\sigma_s}{E_s} - k_t \frac{f_{ct,eff}}{E_s \rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff}) \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (4.34)$$

trong đó:

σ_s là ứng suất trong cốt thép chịu kéo tính theo tiết diện nứt. Đối với một cấu kiện bê tông ứng suất trước, σ_s được thay thế bằng sự tăng ứng suất trong cốt thép căng $\Delta\sigma_p$ từ trạng thái biến dạng bằng không của bê tông tại cùng một cao độ.

k_t là một hệ số phụ thuộc vào thời gian tác dụng của tải trọng, lấy bằng 0,6 đối với tải ngắn hạn, và bằng 0,4 đối với tải dài hạn;

α_e là tỷ số $\alpha_e = E_s / E_{cm}$;

$f_{ct,eff}$ là giá trị trung bình của cường độ chịu kéo dọc trục của bê tông tại thời điểm nứt dự kiến;

$$\rho_{p,eff} = (A_s + \xi_1^2 A_p') / A_{c,eff};$$

A_p' và $A_{c,eff}$ được định nghĩa trong công thức (4.31);

ξ_1 được xác định từ công thức (4.30).

Với tiết diện có cốt thép bám dính được cố định đủ gần trung tâm vùng kéo (tức là với khoảng cách không lớn hơn $5(c+0,5\phi)$), độ rộng vết nứt lớn nhất có thể được tính như sau (Hình 4-4):

$$s_{r,\max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff} \quad (4.35)$$

trong đó:

ϕ là đường kính cốt thép. Khi sử dụng các thanh thép có đường kính khác nhau trên tiết diện, có thể sử dụng đường kính tương đương ϕ_{eq} . Đối với tiết diện có n_1 thanh có đường kính ϕ_1 và n_2 thanh có đường kính ϕ_2 , có thể sử dụng công thức:

$$\phi_{eq} = \frac{n_1\phi_1^2 + n_2\phi_2^2}{n_1\phi_1 + n_2\phi_2} \quad (4.36)$$

c là lớp bê tông bảo vệ thông thủy của cốt thép dọc;

k_1 là hệ số kể đến tính chất bám dính của cốt thép bám dính:

$k_1 = 0,8$ cho cốt thép bám dính tốt,

$k_1 = 1,6$ đối với cốt thép tròn trơn và cốt thép căng;

k_2 là hệ số kể đến phân phối biến dạng dọc trục:

$k_2 = 0,5$ trong trường hợp chịu uốn,

$k_2 = 1,0$ trong trường hợp chịu kéo thuần túy;

Đối với trường hợp chịu kéo lệch tâm, $k_2 = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2) / (\varepsilon_1)$ với ε_1 là giá trị lớn hơn và ε_2 là giá trị nhỏ hơn của biến dạng kéo tại các biên tiết diện ngang được tính toán trên cơ sở tiết diện có vết nứt;

k_3 và k_4 lấy theo các phụ lục Quốc gia. EN 1992-1-1 kiến nghị các giá trị $k_3 = 3,4$ và $k_4 = 0,425$.

Khi khoảng cách của cốt thép bám dính vượt quá giá trị $5(c + 0,5\phi)$ (Hình 4-4) hoặc khi không có cốt thép bám dính trong vùng kéo, thì cận trên của chiều rộng vết nứt được xác định bằng cách giả thiết khoảng cách vết nứt lớn nhất là:

$$s_{r,max} = 1,3(h - x) \quad (4.37)$$

trong đó: x là chiều cao trục trung hòa trong tiết diện nứt.

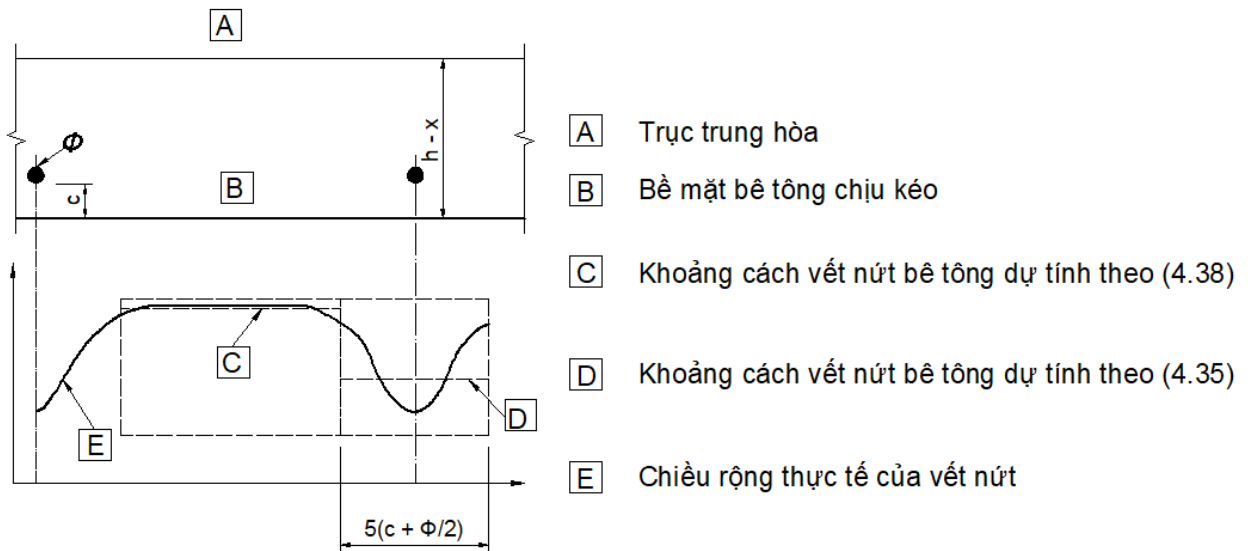
Trong một cấu kiện, cốt thép được cấu tạo theo hai phương vuông góc với nhau, trong đó góc giữa các trục ứng suất chính và hướng của cốt thép là đáng kể ($> 15^\circ$), khoảng cách giữa các vết nứt có thể được tính theo công thức:

$$s_{r,max} = \frac{1}{\frac{\cos \theta}{s_{r,max,y}} + \frac{\sin \theta}{s_{r,max,z}}} \quad (4.38)$$

trong đó:

θ là góc giữa cốt thép theo hướng y và hướng trục của ứng suất chính;

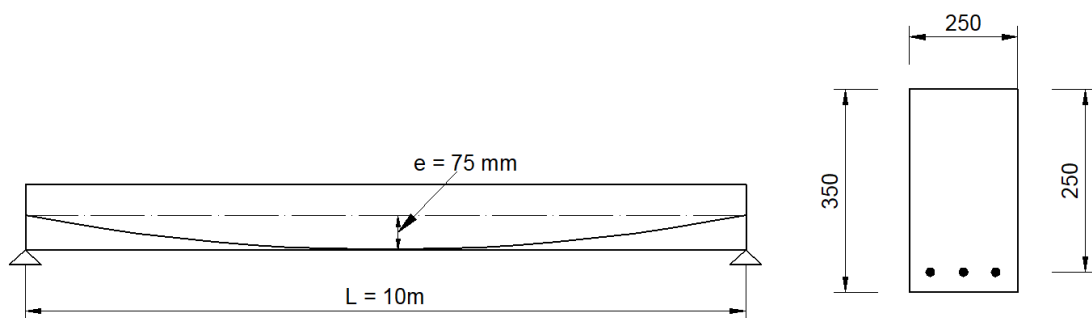
$S_{r, \max, y}$ và $S_{r, \max, z}$ lần lượt là các khoảng cách vết nứt theo phương y và z, được tính theo (4.35).



Hình 4-4 Chiều rộng vết nứt w tại bề mặt bê tông so với khoảng cách từ thanh cốt thép

Ví dụ 4.3

Tính toán nứt dầm bê tông ứng suất trước căng sau có nhịp $L = 10\text{m}$, tiết diện $200 \times 350\text{ (mm)}$ (Hình 4-5). Cốt thép căng có quỹ đạo dạng parabol với độ lệch tâm ở giữa nhịp $= 75\text{mm}$ và ở hai gối bằng 0. Lực ứng suất trước khi truyền $P_0 = 560\text{kN}$. Tổng các tổn hao ứng suất trước lấy bằng 20%. Bê tông C40 có $E_{cm} = 35\text{GPa}$, $f_{ctm} = 3,5\text{MPa}$. Tải trọng tác dụng lên dầm gồm tĩnh tải $g = 2,0\text{ kN/m}$ thêm vào và hoạt tải $v = 1,0\text{ kN/m}$.



Hình 4-5 Dầm bê tông ứng suất trước

Trọng lượng dầm:

$$w = 0,2 \times 0,35 \times 25 = 1,75 \text{ kN / m}$$

Tổng tải trọng tác dụng lên dầm:

$$q = 1,75 + 2,0 + 1,0 = 4,75 \text{ kN / m}$$

Mô men do tải trọng ngoài tại vị trí giữa nhịp:

$$M = 4,75 \times 10^2 / 8 = 59,375 \text{ kNm}$$

Các đặc trưng của tiết diện dầm:

$$A = 200 \times 350 = 70 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$I = \frac{200 \times 350^3}{12} = 715 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$Z_{top} = Z_{bot} = \frac{715 \times 10^6}{175} = 4,09 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

Lực ứng suất trước sau khi đã kể đến các tổn hao:

$$P_{eff} = 0,8 \times 560 = 448 \text{ kN}$$

Tính toán nứt tại tiết diện dầm tại giữa nhịp (theo điều kiện $\sigma_{ct} = f_{ctm}$):

$$\sigma_{ct} = -\frac{448 \times 10^3}{70 \times 10^3} - \frac{448 \times 10^3 \times 75}{4,09 \times 10^6} + \frac{M_{cr} \times 10^6}{4,09 \times 10^6} = f_{ctm} = 3,5 \text{ MPa}$$

$$M_{cr} = 74,091 \text{ kNm} > M = 59,375 \text{ kNm}$$

Dầm không bị nứt tại tiết diện giữa nhịp.

Ví dụ 4.4

Tính toán nứt dầm bê tông ứng suất trước căng sau như trên Hình 4-6. Dầm có nhịp $L = 10\text{m}$, tiết diện 300×600 (mm). Bó cốt thép căng có quỹ đạo dạng parabol với độ lệch tâm ở giữa nhịp bằng 200 mm và ở hai gối bằng 0.

Bó cốt thép căng gồm 9 tao thép xoắn T13, diện tích tiết diện $A_p = 900 \text{ mm}^2$. Lực ứng suất trước sau khi kể đến các tổn hao $P_{m,t} = P_{eff} = 900 \text{ kN}$. Cốt thép không căng $2\phi 20$, $A_s = 628 \text{ mm}^2$. Bê tông C40 có $E_{cm} = 35 \text{ GPa}$, $f_{ctm} = 3,5 \text{ MPa}$. Tải trọng tác dụng lên dầm gồm tĩnh tải bổ sung $g = 10 \text{ kN/m}$ và hoạt tải $v = 1,0 \text{ kN/m}$.

a) Tính toán theo sự hình thành vết nứt:

Trọng lượng dầm:

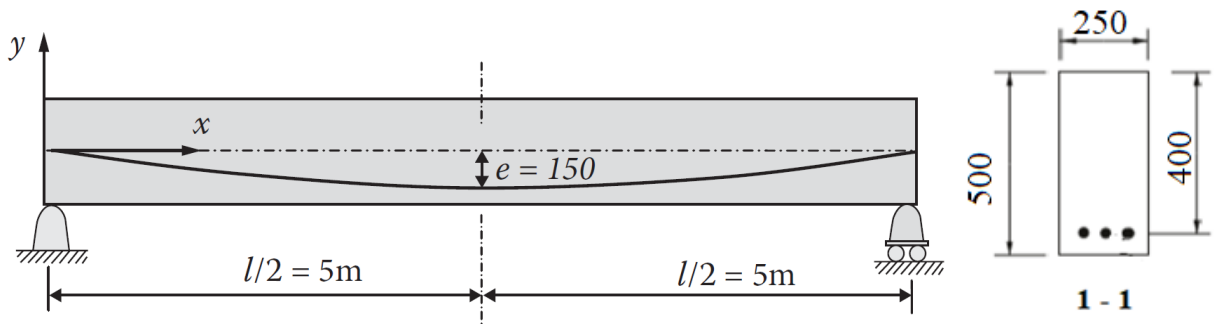
$$w = 0,25 \times 0,5 \times 25 = 3,125 \text{ kN / m}$$

Tổng tải trọng tác dụng lên dầm:

$$q = 3,125 + 15,0 + 15,0 = 33,125 \text{ kN / m}$$

Mô men ngoại tải tại giữa nhịp:

$$M = 33,125 \times 10^2 / 8 = 414 \text{ kNm}$$



Hình 4-6 Dầm bê tông ứng suất trước

Các đặc trưng của tiết diện dầm:

$$A = 250 \times 500 = 125 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$I = \frac{250 \times 500^3}{12} = 2,60 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$Z_{top} = Z_{bm} = \frac{2,60 \times 10^9}{250} = 1,04 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

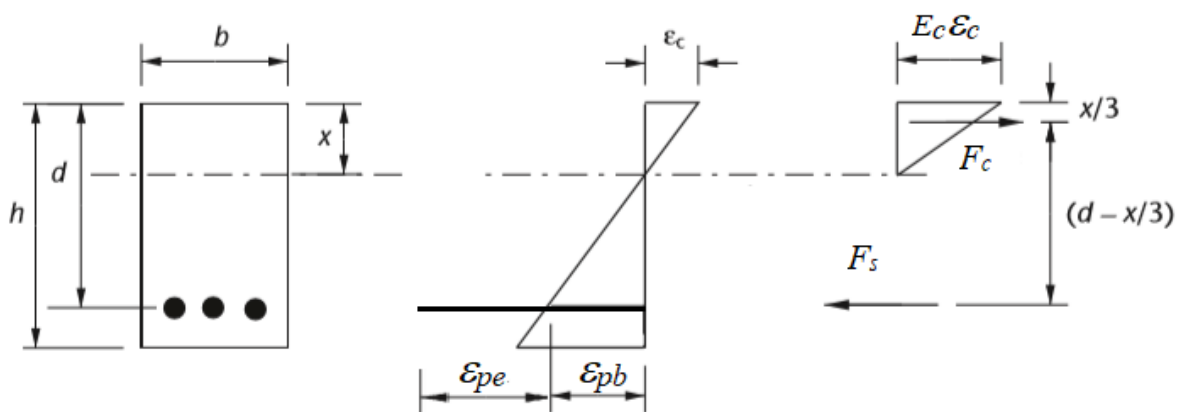
Tính toán nứt tại tiết diện dầm tại giữa nhịp (theo điều kiện $\sigma_{ct} = f_{cm}$):

$$\sigma_{ct} = -\frac{900 \times 10^3}{125 \times 10^3} - \frac{900 \times 10^3 \times 150}{1,04 \times 10^7} + \frac{M_{cr} \times 10^6}{1,04 \times 10^7} = f_{cm} = 3,5 \text{ MPa}$$

$$M_{cr} = 246 \text{ kNm} < M = 414 \text{ kNm}$$

Dầm bị nứt tại tiết diện giữa nhịp.

b) Tính toán bề rộng vết nứt:



Hình 4-7 Sơ đồ biến dạng và ứng suất trên tiết diện nứt

Sơ đồ biến dạng trên tiết diện nứt được thể hiện trên Hình 4-7. Phương trình cân bằng của dầm trên tiết diện giữa nhịp có dạng:

$$\begin{cases} \frac{1}{2}bxE_c\varepsilon_c = P_{eff} + (E_pA_p + E_sA_s)\frac{d-x}{x}\varepsilon_c \\ M = \left(\frac{1}{2}bxE_c\varepsilon_c\right)\left(d - \frac{x}{3}\right) \end{cases} \quad (*)$$

Giải hệ phương trình (*) ta nhận được:

$$x = 213mm; \varepsilon_c = 1,36 \times 10^{-3}$$

$$\Delta\sigma_p = E_p \times \varepsilon_{pb} = E_p \times \varepsilon_c \frac{d-x}{x}$$

$$\Delta\sigma_p = 2 \times 10^5 \times 1,36 \times 10^{-3} \frac{400-213}{213} = 240MPa$$

$$\xi_1 = \sqrt{\xi \frac{\phi_s}{\phi_p}} = \sqrt{0,5 \frac{20}{48}} = 0,456$$

$$h_{c,eff} = \min(2,5(h-d), (h-x)/3, h/2) = 96mm$$

$$\rho_{p,eff} = (A_s + \xi_1^2 A_p) / A_{c,eff} = (628 + 0,456 \times 900) / (200 \times 200) = 0,043$$

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \frac{\sigma_s}{E_s} - k_t \frac{f_{ct,eff}}{E_s \rho_{p,eff}} (1 + \alpha_c \rho_{p,eff}) \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$$\begin{aligned} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) &= \frac{240}{2 \times 10^5} - 0,6 \frac{3,5}{2 \times 10^5 \times 0,043} \left(1 + \frac{200}{35} 0,043\right) \\ &= 8,97 \times 10^{-4} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} = 0,6 \frac{240}{2 \times 10^5} = 7,19 \times 10^{-4} \end{aligned}$$

$$s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff} = 4,4 \times 30 + 0,8 \times 0,5 \times 0,425 \times 20 / 0,043 = 180mm$$

$$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 180 \times 8,97 \times 10^{-4} = 0,16mm < [w_k] = 2mm$$

Đảm bảo yêu cầu về chiều rộng của vết nứt theo EN 1992.

4.4. TÍNH TOÁN THEO BIẾN DẠNG

4.4.1. Quy định chung

Các yêu cầu thiết kế chung cho các trạng thái giới hạn sử dụng, bao gồm cả biến dạng, đã được trình bày trong Chương 2. Khi thiết kế, cần đảm bảo sao cho biến dạng tức thời, biến dạng theo thời gian của cấu kiện do tải trọng sử dụng gây ở mức được chấp nhận.

Đối với các công trình thông thường như nhà ở, văn phòng, nhà công cộng hoặc nhà máy, nếu không có các vách ngăn đặc biệt dễ bị hư hỏng do biến dạng, thì các giá trị giới hạn về độ võng và độ vòng có thể lấy như sau:

- Độ võng khi chịu tải trọng tựa thường xuyên: $\delta \leq L / 250$;
- Độ vòng bất kỳ của của các cấu kiện: $\delta \leq L / 250$;
- Độ võng tăng thêm sau thời điểm kết thúc xây dựng do tải trọng tựa thường xuyên đối với các trường hợp thông thường: $\delta \leq L / 500$;
- Các trường hợp khác có thể được xem xét phụ thuộc vào độ nhạy của bộ phận kết cấu liên kế đối với biến dạng.

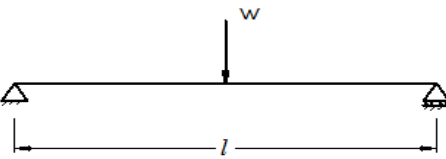
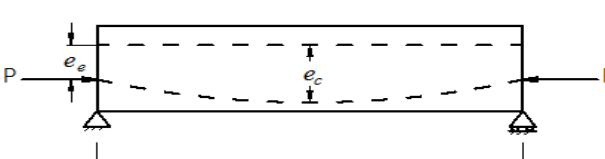
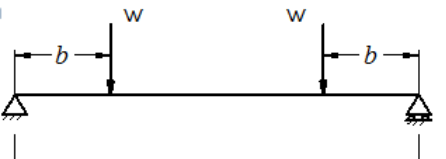
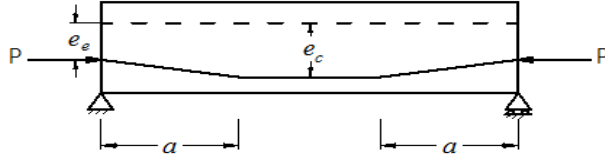
Trong tính toán kết cấu bê tông ứng suất trước theo biến dạng, cần phân biệt trường hợp cấu kiện bị nứt và trường hợp cấu kiện không bị nứt.

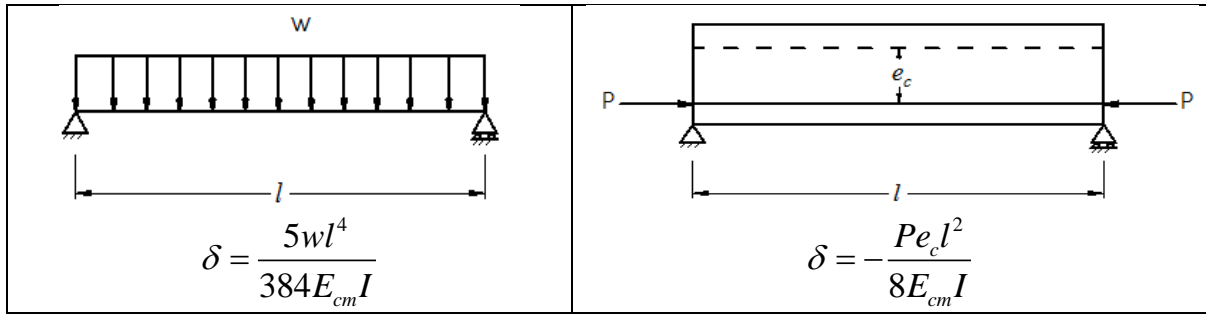
4.4.2. Độ võng ngắn hạn của cấu kiện không nứt

Đối với các cấu kiện bê tông ứng suất trước không bị nứt, độ võng ngắn hạn được xác định như đối với vật thể đàn hồi với tiết diện nguyên có mô đun đàn hồi E_{cm} . Thông thường, việc đánh giá sự làm việc của cấu kiện là sử dụng cường độ chịu kéo dọc trục của bê tông f_{ctm} . Khi không có lực kéo dọc trục, có thể sử dụng cường độ chịu kéo khi uốn $f_{ctm, fl}$.

Công thức xác định độ võng ngắn hạn (δ) của dầm không nứt trong một số trường hợp thường gặp được cho trong Bảng 4-2.

Bảng 4-2 Độ võng ngắn hạn do tải trọng và độ vòng ngắn hạn do ứng suất trước của dầm trong một số trường hợp thường gặp

Độ võng do tải trọng	Độ vòng do ứng lực trước
 $\delta = \frac{wl^3}{48E_{cm}I}$	 $\delta = -\frac{Pl^2}{8E_{cm}I} \left[e_e + \frac{5}{6}(e_c - e_e) \right]$
 $\delta = \frac{wb}{24E_{cm}I} (3l^2 - 4b^2)$	 $\delta = -\frac{Pl^2}{8E_{cm}I} \left[e_e + \frac{4}{3}(e_e - e_c) \frac{a^2}{l^2} \right]$



4.4.3. Độ võng ngắn hạn của cầu kiện bị nứt

Đối với các cầu kiện được dự tính là bị nứt, nhưng có thể không bị nứt hoàn toàn, sẽ làm việc ở mức độ trung gian nào đó giữa các điều kiện không nứt và nứt hoàn toàn và các cầu kiện chủ yếu chịu uốn, việc dự báo biến dạng của nó được thực hiện theo công thức:

$$\alpha = \zeta \alpha_{II} + (1 - \zeta) \alpha_I \quad (4.39)$$

trong đó:

- α thông số biến dạng đang xét, ví dụ độ võng, biến dạng, độ cong, góc xoay;
- α_I, α_{II} các giá trị của các thông số được tính toán tương ứng với các điều kiện không có vết nứt và điều kiện nứt hoàn toàn;
- ζ hệ số phân bố (cho phép xét đến độ cứng kéo của tiết diện), xác định theo công thức:

$$\zeta = 1 - \beta \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \quad (4.40)$$

$\zeta = 0$ đối với các tiết diện không có vết nứt;

β hệ số tính đến sự kéo dài của quá trình chất tải hoặc chất tải lặp trên biến dạng trung bình, lấy giá trị bằng 1 đối với tải trọng đơn ngắn hạn; lấy giá trị bằng 0,5 đối với tải thường xuyên hoặc tải lặp nhiều chu kỳ;

σ_s ứng suất trong cốt thép chịu kéo, được tính toán trên cơ sở tiết diện có vết nứt;

σ_{sr} ứng suất trong cốt thép chịu kéo, được tính toán trên cơ sở tiết diện có vết nứt dưới tác dụng của các phương án tải trọng gây ra vết nứt đầu tiên.

Giá trị σ_{sr} / σ_s có thể được thay thế bằng M_{cr} / M , trong đó M_{cr} là mô men tạo thành vết nứt, M là mô men tính toán.

4.4.4. Độ võng dài hạn

Đối với các tải trọng có quá trình gây ra từ biến, tổng biến dạng bao gồm cả từ biến có thể được tính bằng cách sử dụng mô đun đàn hồi tính toán của bê tông theo công thức:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)} \quad (4.41)$$

trong đó:

$\varphi(\infty, t_0)$ hệ số từ biến cuối cùng;

t_0 tuổi của bê tông.

Ví dụ 4.5

Tính toán độ võng của dầm như trong ví dụ 4.2. Hệ số từ biến của bê tông $\varphi(\infty, t_0) = 2,0$.

Độ võng được tính toán theo trường hợp dầm không nứt.

a) Tại thời điểm truyền ứng suất trước:

$$\begin{aligned} \delta_0 &= \frac{5}{384} \frac{wL^4}{E_{cm} I} - \frac{5}{48} \frac{P_0 e L^2}{E_{cm} I} \\ \delta_0 &= \frac{5}{384} \frac{1,75 \times 10^4 \times 10^{12}}{35 \times 10^3 \times 715 \times 10^6} - \frac{5}{48} \frac{560 \times 10^3 \times 75 \times 10^3 \times 10^6}{35 \times 10^3 \times 715 \times 10^6} \\ \delta_0 &= 9,1 - 17,5 = -8 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dầm võng lên trên.

b) Thời điểm kết thúc xây dựng:

$$\delta_{fin} = \delta_{tran} + \frac{5}{384} \frac{2,0 \times 10^4 \times 10^{12}}{35 \times 10^3 \times 715 \times 10^6} = -8 + 10 = 2 \text{ mm}$$

Dầm võng xuống dưới.

c) Độ võng dài hạn

Tải trọng tựa thường xuyên:

$$q_{qp} = 1,75 + 2,0 + 0,3 \times 1,0 = 4,05 \text{ kN / m}$$

Lực ứng suất trước sau khi xuất hiện các tổn hao:

$$P_{eff} = 0,8 \times 560 = 448 \text{ kN}$$

Mô đun đàn hồi tính toán của bê tông:

$$\begin{aligned} E_{c,eff} &= \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)} = \frac{35}{1 + 2,0} = 11,7 \text{ kN / mm}^2 \\ \delta_l &= \frac{5}{384} \frac{4,05 \times 10^4 \times 10^{12}}{11,7 \times 10^3 \times 715 \times 10^6} - \frac{5}{48} \frac{448 \times 10^3 \times 75 \times 10^3 \times 10^6}{11,7 \times 10^3 \times 715 \times 10^6} \\ \delta_l &= 63,0 - 41,8 = 21 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dầm võng xuống dưới.

$$\delta_l = 21mm \leq \frac{L}{250} = 40mm$$

Độ võng dài hạn đảm bảo.

d) Độ võng tăng thêm sau hoàn thiện:

$$\delta_{ad} = \delta_l - \delta_{fin} = 21 - 2 = 19mm \leq \frac{L}{500} = 20mm$$

Độ võng tăng thêm sau hoàn thiện đảm bảo.

4.5. TỒN HAO ỨNG SUẤT TRƯỚC

4.5.1. Các loại tổn hao ứng suất

Các tổn hao ứng suất xảy ra trong cốt thép căng được phân loại gồm tổn hao tức thời và tổn hao theo thời gian.

Tổn hao tức thời xảy ra khi ứng suất được truyền vào bê tông tại thời điểm t_0 và có thể thay đổi dọc theo chiều dài của cốt thép căng. Tổn hao tức thời là sự khác nhau về độ lớn giữa lực tác dụng lên cốt thép căng do kích thủy lực tạo ra P_{max} ($= P_j$) và lực trong cốt thép căng ngay sau khi căng ở khoảng cách x từ tính từ đầu của cốt thép căng $P_{m0}(x)$ và có thể được biểu thị như sau:

$$\text{Tổn hao tức thời} = P_j - P_{m0}(x) \quad (4.42)$$

Tổn hao theo thời gian là tổn hao ứng suất xảy ra theo thời gian trong suốt vòng đời của kết cấu. Nếu $P_{m,t}(x)$ là lực trong cốt thép căng tại vị trí x kể từ đầu cốt thép căng sau tất cả các tổn hao, thì:

$$\text{Tổn hao theo thời gian} = P_{m0}(x) - P_{m,t}(x) \quad (4.43)$$

Cả tổn hao tức thời và tổn hao theo thời gian được tạo thành từ một số thành phần. Tổn hao tức thời phụ thuộc vào phương pháp và thiết bị sử dụng để tạo ứng suất trước cho bê tông. Tổn hao tức thời bao gồm tổn hao do co ngắn đàn hồi của bê tông, do tụt nêo neo, do ma sát trong kích và dọc theo cốt thép căng, do biến dạng Hình dạng của các cấu kiện đúc sẵn, biến dạng trong các mối nối giữa các cấu kiện đúc sẵn, do sự thay đổi nhiệt độ có thể xảy ra trong giai đoạn này và sự chùng cốt thép căng trong cấu kiện bê tông ứng suất trước giữa thời gian căng cốt thép căng trước khi bê tông được đúc và thời gian căng truyền ứng suất (đặc biệt quan trọng khi bê tông được bảo dưỡng ở nhiệt độ cao trước khi truyền ứng suất).

Tổn hao theo thời gian là tổn hao ứng suất xảy ra theo thời gian trong suốt vòng đời của kết cấu. Chúng bao gồm tổn hao do biến dạng từ biến và co ngót của bê tông, chùng ứng suất trong cốt thép căng sau khi truyền ứng suất và biến dạng theo thời gian có thể xảy ra trong các mạch dừng khi xây dựng theo phân đoạn.

4.5.2. Xác định các tổn hao ứng suất trước

4.5.2.1. Tổn hao do co ngắn đàn hồi của bê tông

Việc tính toán tổn hao do co ngắn đàn hồi trong một cốt thép căng riêng lẻ của một cấu kiện ứng suất trước tương đối đơn giản, nếu biết rõ trình tự căng. Đối với hầu hết các trường hợp, mức độ tổn hao trung bình được xác định đơn giản như sau:

$$\Delta P_{el} = j A_p \frac{E_p}{E_{cm0}} \sigma_c \quad (4.44)$$

trong đó:

A_p là diện tích tiết diện cốt thép căng;

E_p là mô đun đàn hồi của cốt thép căng;

E_{cm0} là mô đun đàn hồi của bê tông tại thời điểm truyền ứng suất trước;

σ_c là ứng suất trong bê tông tại trọng tâm các bó cốt thép căng tại thời điểm ngay sau khi truyền ứng suất trước;

j là hệ số lấy giá trị lấy bằng $(n-1)/2n$ cho trường hợp căng sau theo thứ tự từng bó cốt thép (thường lấy gần đúng bằng 0,5) với n là số lượng có bó cốt thép căng; và bằng 1 khi căng đồng thời các thanh và bó cốt thép căng.

4.5.2.2. Tổn hao do ma sát khi căng cốt thép

Độ lớn của tổn hao do ma sát phụ thuộc vào chiều dài cốt thép căng, tổng các thay đổi góc nghiêng của cốt thép căng trên chiều dài đó, cũng như kích thước và loại ống gen. Tổn hao ứng suất trong cốt thép căng do ma sát ở bất kỳ khoảng cách x nào từ đầu kích có thể được ước lượng bằng cách công thức sau:

$$\Delta P_{\mu}(x) = P_j \left(1 - e^{-\mu(\theta - kx)}\right) \quad (4.45)$$

trong đó:

θ là tổng tính bằng radian của các giá trị tuyệt đối của độ lệch góc liên tiếp của cốt thép căng trên chiều dài x ;

μ là hệ số ma sát giữa cốt thép căng và ống lồng;

k là độ lệch góc không chủ định (tính bằng radian/m) do ảnh hưởng của sự thay đổi quỹ đạo các bó cốt thép căng;

x là khoảng cách dọc theo bó cốt thép căng tính từ điểm đặt lực căng P_0 .

Các giá trị μ và k được cho trong các tài liệu kỹ thuật chuyên ngành. Giá trị μ phụ thuộc vào sự có mặt của gỉ sắt, độ giãn dài của cốt thép căng và quỹ đạo cốt thép căng.

Giá trị k phụ thuộc vào chất lượng tay nghề, khoảng cách giữa các gối tựa bó cốt thép căng, Hình dạng ống lồng và lớp vỏ bọc được sử dụng và phụ thuộc vào mức độ đầm khi đổ bê tông.

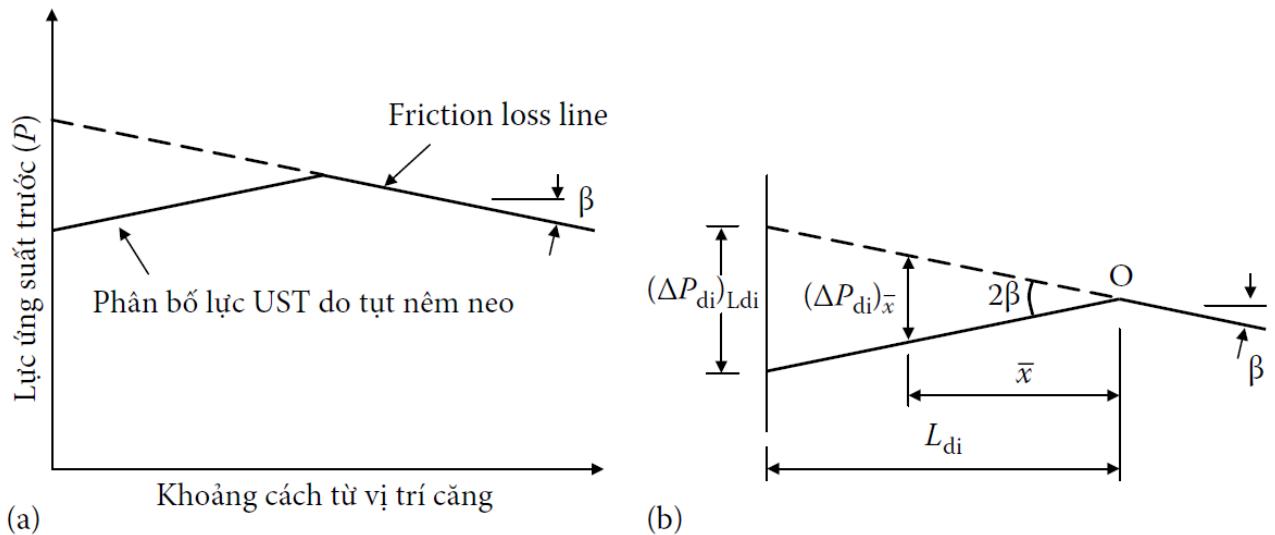
Khi không có các chỉ dẫn riêng thì giá trị của k lấy giá trị trong khoảng $0,005 < k < 0,01$ cho mỗi mét dài ống lồng và giá trị của μ có thể tham khảo Bảng 4-5.

Bảng 4-5: Hệ số ma sát μ đối với các bó cốt thép căng sau (căng trong và căng ngoài không bám dính)

	Căng trong (*)	Căng ngoài không bám dính			
		Ống lồng thép/không bôi mỡ	Ống lồng HDPE/không bôi mỡ	Ống lồng thép/bôi mỡ	Ống lồng HDPE/bôi mỡ
Sợi thép kéo nguội	0,17	0,25	0,14	0,18	0,12
Cốt thép xoắn	0,19	0,24	0,12	0,16	0,10
Thanh thép gờ	0,65	-	-	-	-
Thanh thép tròn trơn	0,33	-	-	-	-
(*) Cốt thép căng lắp kín khoảng $\frac{1}{2}$ ống lồng.					

4.5.2.3. Tổn hao do biến dạng neo

Trong các cấu kiện ứng suất trước, sự trượt hoặc tụt nêm neo, sự biến dạng của các bộ phận neo xảy ra khi lực ứng suất trước được chuyển từ kích sang neo. Điều này gây ra tổn hao ứng suất trước và được gọi là tổn hao do biến dạng neo. Tổn hao do biến dạng neo được đặc trưng bằng giá trị δ_{sl} là khoảng cách cốt thép căng bị chuyển dịch tại vị trí neo. Giá trị của độ dịch chuyển này phụ thuộc vào loại neo. Đối với các neo kiểu nêm hoặc kiểu kẹp, biến dạng neo chủ yếu là do tụt nêm neo hoặc kẹp neo. Các loại neo kẹp dùng cho cốt thép xoắn thông thường có độ tụt của kẹp có thể đạt đến 6 mm. Tổn hao ứng suất gây ra bởi biến dạng neo giảm theo khoảng cách từ vị trí neo do ảnh hưởng của ma sát. Với các bó cốt thép căng có độ dài lớn, có thể bỏ qua tổn hao này tại các tiết diện ở xa vị trí căng. Đối với bó cốt thép căng có độ dài bé, tổn hao này có thể sẽ đáng kể.



Hình 4-8 Phân bố lực ứng suất trước khi căng và truyền ứng suất trước

Sự thay đổi lực ứng suất trước dọc theo chiều dài cầu kiện dưới ảnh hưởng của ma sát trước khi neo cốt thép căng (tính theo công thức 4.19) và sau khi neo được thể hiện trong Hình 4-8. Độ dốc của đường phân bố lực ứng suất trước trong cốt thép căng tại vùng gần neo khi đóng neo và khi căng cốt thép là giống nhau nhưng ngược dấu.

Phân bố lực ứng suất trước khi căng và truyền ứng suất trước được thể hiện trên Hình 4-7. Tại các tiết diện có khoảng cách lớn hơn x_a tính từ đầu căng cốt thép, tổn hao ứng suất trước do tụt nêneo không xảy ra (bằng không).

Giá trị biến dạng neo thường được nhà sản xuất neo cung cấp và được kiểm tra tại công trường. Với giá trị biến dạng neo là δ_{sl} thì đại lượng ΔP_{sl0} tại vị trí căng cốt thép được xác định như sau:

$$\Delta P_{sl0} = 2 \frac{\delta_{sl}}{x_a} A_p E_p \quad (4.46)$$

trong đó:

x_a là đoạn xảy ra tổn hao ứng suất trước do tụt nêneo, được xác định theo công thức:

$$x_a = \sqrt{\frac{\delta_{sl} A_p E_p}{p}} \quad (4.47)$$

A_p là diện tích tiết diện cốt thép căng;

E_p là mô đun đàn hồi của cốt thép căng;

p là độ dốc của đường phân bố lực ứng suất trước do ảnh hưởng của ma sát, có thể được xác định theo công thức:

$$p = P_j \left[1 - e^{-\mu(1/r_{ps} + k)} \right] \quad (4.48)$$

4.5.3. Tổn hao theo thời gian

Tổn hao theo thời gian do từ biến, co ngót và chùng ứng suất (ΔP_{c+s+r}) tại bất cứ vị trí x nào dưới tải trọng thường xuyên có thể được tính gần đúng theo công thức sau:

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \Delta \sigma_{c+s+r} = A_p \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0,8 \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t, t_0) \sigma_{c, QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2 \right) [1 + 0,8 \varphi(t, t_0)]} \quad (4.49)$$

trong đó:

$\sigma_{p,c+r+s}$ là giá trị tuyệt đối của sự biến đổi của ứng suất trong cốt thép căng do từ biến, co ngót và chùng ứng suất tại vị trí x tại thời điểm t;

ε_{cs} là giá trị biến dạng do co ngót ước tính tại thời điểm được xem xét;

$\Delta \sigma_{pr}$ là giá trị tuyệt đối của biến đổi ứng suất trong cốt thép căng tại thời điểm t do sự giãn của cốt thép căng và nên được tính từ ứng suất ban đầu trong cốt thép căng do P_{m0} gây ra và các tải trọng dài hạn $G + \psi_2 Q$;

$\varphi(t, t_0)$ là hệ số từ biến tại thời điểm t khi tải trọng đặt tại thời điểm t_0 ;

$\sigma_{c, QP}$ là ứng suất trong bê tông tiếp xúc với cốt thép căng do trọng lượng bản thân, ứng suất ban đầu và các tải trọng dài hạn khác có liên quan (tùy thuộc vào giai đoạn thi công đang xem xét);

A_p là diện tích tiết diện cốt thép căng tại vị trí x;

A_c là diện tích tiết diện ngang bê tông;

I_c là mô men quán tính tiết diện bê tông quanh trục đi qua trọng tâm tiết diện;

z_{cp} là khoảng cách giữa trọng tâm tiết diện và trọng tâm cốt thép căng.

Mẫu số trong công thức (4.49) kể đến kiểm chế co ngót và từ biến gây ra do cốt thép căng bám dính nhưng phần lớn bỏ qua ảnh hưởng của kiểm chế của cốt thép không căng bám dính đến tổn hao ứng suất trong cốt thép căng.

Ví dụ 4.6

Tính toán tổn hao ứng suất trước cho dầm bê tông ứng suất trước căng sau tiết diện chữ I đối xứng trên Hình 4-9 với các số liệu như sau:

Tiết diện dầm: $A_c = 4,23 \times 10^5 \text{ mm}^2$; $I_c = 9,36 \times 10^{10} \text{ mm}^4$; $r = 471 \text{ mm}$.

Trọng lượng dầm: $w_0 = 9,97 \text{ kN} / \text{m}$.

Tải trọng tựa thường xuyên: $q = 40kN / m$.

Cốt thép căng $A_p = 2850mm^2$ được phân thành 3 bó.

Quỹ đạo cốt thép căng dạng parabol với $e(0) = 0$; $e(L/2) = 560mm$ (Hình 4-9).

Độ chùng cốt thép căng cấp 2 đạt 2,5% sau 1000 giờ với ứng suất bằng 70% cường độ đặc trưng.

Ứng suất căng tại kích: $\sigma_{p0} = 1239MPa$.

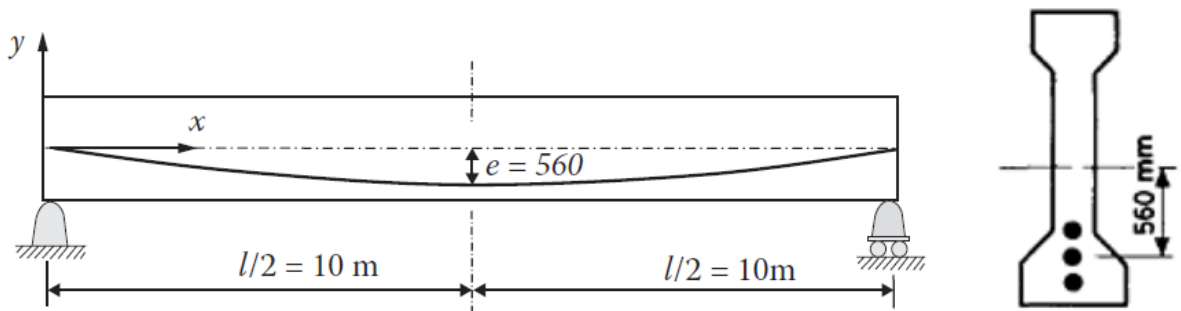
Hệ số ma sát khi căng cốt thép: $\mu = 0,19$; $k = 0,005 \text{ rad./m}$.

Độ tụt nêm neo: $\delta_{sl} = 5mm$.

Tại thời điểm truyền ứng suất trước $\alpha = E_p / E_c = 7,5$.

Hệ số từ biến của bê tông: $\varphi(\infty, t_0) = 1,6$

Biến dạng do co ngót: $\varepsilon_{cs} = 330 \times 10^{-6}$



Hình 4-9 Dầm bê tông ứng suất trước

a) Tổn hao do co ngắn đàn hồi

Ứng suất trong bê tông tại trọng tâm các bó cốt thép căng ở thời điểm ngay sau khi truyền ứng suất trước được xác định theo công thức:

$$\sigma_c = \left[\frac{\sigma_{p0}}{\alpha + \frac{A_c}{A_p(1 + e^2 / r^2)}} \right] - \frac{M_0}{I} e$$

Tại tiết diện giữa nhịp:

$$\sigma_c = \left[\frac{1239}{7,5 + \frac{4,23 \times 10^5}{2850(1 + 560^2 / 471^2)}} \right] - \frac{498,5 \times 10^6}{9,36 \times 10^{10}} 560 = 14,97 MPa$$

Tại tiết diện đầu dầm:

$$\sigma_c = \frac{1239}{\left[7,5 + \frac{4,23 \times 10^5}{2850}\right]} = 7,95 \text{MPa}$$

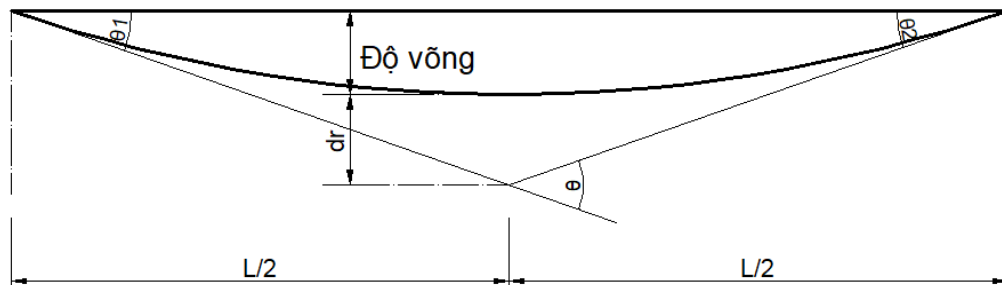
Tổn hao do co ngắn đàn hồi của dầm:

$$\Delta P_{el} = j A_p \frac{E_p}{E_{cm0}} \sigma_c = \frac{1}{2} 2850 \times 7,5 \times \left(\frac{14,97 + 7,59}{2}\right) \times 10^{-3} = 122,55 \text{kN}$$

b) Tổn hao do ma sát:

Từ quỹ đạo cốt thép căng (Hình 4-10) ta có:

$$\theta = 2 \text{tg}^{-1}(4d_r / L) = 2 \text{tg}^{-1}(4 \times 560 / 20000) = 0,223 \text{rad}$$



Hình 4-10 Quỹ đạo cốt thép căng

Bán kính cong của quỹ đạo cốt thép căng:

$$r_{ps} = \left(\frac{d^2 y}{dx^2}\right)^{-1} = \frac{L^2}{8d_r} = \frac{20^2}{8 \times 0,560} = 89,29 \text{m}$$

Tổn hao suất trước có xét đến tổn hao do ma sát khi căng:

$$\Delta P_{\mu}(x) = A_p \sigma_{p0} \left(1 - e^{-\mu(\theta+kx)}\right) = P_j \left(1 - e^{-\mu(1/r_{ps}+k)x}\right)$$

Lực căng cốt thép:

$$P_j = A_p \sigma_{p0} = 2850 \times 1239 \times 10^{-3} = 3531,2 \text{kN}$$

Tại vị trí giữa nhịp dầm (x = 10m):

$$\Delta P_{\mu}(x) = 3531,2 \left(1 - e^{-0,19(1/89,29+0,005)10}\right) = 106,8 \text{kN}$$

Tại vị trí cuối dầm (x = 20m):

$$\Delta P_{\mu}(x) = 3531,2 \left(1 - e^{-0,19(1/89,29+0,005)20}\right) = 209,6 \text{kN}$$

c) Tổn hao do biến dạng neo:

$$p = P_j \left[1 - e^{-\mu(1/r_{ps} + k)} \right] = 3531,2 \left[1 - e^{-0,19(1/89,29 + 0,005)} \right] = 10,85 \text{ kN / m}$$

$$x_a = \sqrt{\frac{\delta_{sl} A_p E_p}{p}} = \sqrt{\frac{6 \times 10^{-3} \times 2850 \times 10^{-6} \times 2,05 \times 10^8}{10,85}} = 16,22 \text{ m} < L = 20 \text{ m}$$

Tổn hao do biến dạng neo tại đầu dầm:

$$\Delta P_{sl0} = 2 \frac{\delta_{sl}}{x_a} A_p E_p = 2 \frac{6}{16,22} 2850 \times 10^{-6} \times 2,05 \times 10^8 = 351,3 \text{ kN}$$

Tổn hao do biến dạng neo tại giữa nhịp:

$$\Delta P_{sl10} = 351,3 \frac{16,22 - 10}{16,22} = 134,7 \text{ kN}$$

Tổn hao do biến dạng neo tại cuối dầm:

$$\Delta P_{sl20} = 0$$

(Không có tổn hao do biến dạng neo tại vị trí cuối dầm).

d) Tổn hao dài hạn

Đối với cốt thép căng có độ chùng cấp 2, độ chùng sau 1000 giờ (1000 h) tại $0,6f_{pk}$ có giá trị 1,5%.

$$\Delta \sigma_{pr} = 1239 \times 0,015 = 18,6 \text{ MPa}$$

Lực ứng suất trước sau tổn hao tức thời:

	Đầu dầm	Giữa nhịp	Cuối dầm
Lực ứng suất trước, kN	3057,3	3265,6	3292,0

Mô men do tải trọng tựa thường xuyên tại giữa nhịp:

$$M = 49,97 \times 20^2 / 8 = 182498,5 \text{ kNm}$$

Ứng suất trong bê tông tại cao độ trọng tâm cốt thép căng tại tiết diện đầu dầm:

$$\sigma_{c,pq} = \sigma_{c,p} = \frac{3057,3 \times 10^3}{4,23 \times 10^5} = 7,23 \text{ MPa}$$

Ứng suất trong bê tông tại cao độ trọng tâm cốt thép căng tại tiết diện giữa nhịp:

$$\sigma_{c,pq} = \frac{3165,6 \times 10^3}{4,23 \times 10^5} + \frac{3165,6 \times 10^3 \times 560^2}{9,36 \times 10^{10}} - \frac{2498,5 \times 10^6 \times 560}{9,36 \times 10^{10}} = 3,14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,p} = \frac{3165,6 \times 10^3}{4,23 \times 10^5} + \frac{3165,6 \times 10^3 \times 560^2}{9,36 \times 10^{10}} = 18,09 MPa$$

Ứng suất trong bê tông tại cao độ trọng tâm cốt thép căng tại tiết diện cuối dầm:

$$\sigma_{c,pq} = \sigma_{c,p} = \frac{3192,0 \times 10^3}{4,23 \times 10^5} = 7,55 MPa$$

Tổn hao dài hạn tại tiết diện đầu dầm:

$$\Delta\sigma_{c+s+r} = \frac{590 \times 10^{-6} \times 200 \times 10^3 + 0,8 \times 18,6 + 6,25 \times 2,93 \times 7,23}{1 + 6,25 \times 2850 / 4,23 \times 10^5 \left[1 + 4,23 \times 10^5 \times 560^2 / (9,36 \times 10^{10}) \right]} (1 + 0,8 \times 2,93)$$

$$= 236 MPa$$

Tổn hao dài hạn tại tiết diện giữa nhịp:

$$\Delta\sigma_{c+s+r} = \frac{590 \times 10^{-6} \times 200 \times 10^3 + 0,8 \times 18,6 + 6,25 \times 2,93 \times (3,14 + 18,09)}{1 + 6,25 \times 2850 / 4,23 \times 10^5 \left[1 + 4,23 \times 10^5 \times 560^2 / (9,36 \times 10^{10}) \right]} (1 + 0,8 \times 2,93)$$

$$= 392 MPa$$

Tổn hao dài hạn tại tiết diện cuối dầm:

$$\Delta\sigma_{c+s+r} = \frac{590 \times 10^{-6} \times 200 \times 10^3 + 0,8 \times 18,6 + 6,25 \times 2,93 \times 7,55}{1 + 6,25 \times 2850 / 4,23 \times 10^5 \left[1 + 4,23 \times 10^5 \times 560^2 / (9,36 \times 10^{10}) \right]} (1 + 0,8 \times 2,93)$$

$$= 241 MPa$$

Giá trị trung bình tổn hao dài hạn:

$$\Delta\sigma_{c+s+r} = \frac{1}{3} (236 + 392 + 241) = 290 MPa$$

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \Delta\sigma_{c+s+r} = 2850 \times 290 \times 10^3 = 827 kN$$

Lực ứng suất trước sau tất cả các tổn hao được xác định như bảng sau.

	Đầu dầm	Giữa nhịp	Cuối dầm
Lực ứng suất trước, kN	2230,3	2438,6	2465,0

Chương 5. TÍNH TOÁN DÀM BÊ TÔNG ỨNG SUẤT TRƯỚC THEO ĐỘ BỀN CHỊU UỐN

5.1. KHÁI QUÁT CHUNG

Khi tính toán theo độ bền chịu uốn đối với cấu kiện bê tông ứng suất trước, cần xác định độ bền chịu uốn thiết kế đối với cấu kiện, tức là mô men giới hạn M_{Rd} và so sánh với mô men tính toán M_{ed} gây ra bởi tổ hợp các tải trọng. Yêu cầu tính toán được thể hiện như sau:

$$M_{Rd} > M_{Ed} \quad (5.1)$$

Cốt thép căng được thiết kế nhằm thỏa mãn các yêu cầu về sử dụng, có thể không đủ để thỏa mãn các yêu cầu về cường độ. Trong trường hợp này, có thể tăng mô men kháng uốn bằng cách bổ sung cốt thép không căng. Cốt thép không căng được bố trí trong vùng chịu kéo và cũng có thể được bố trí trong vùng nén để tăng độ bền chịu uốn và cải thiện độ dẻo của kết cấu.

5.2. PHƯƠNG PHÁP TÍNH TOÁN MÔ MEN GIỚI HẠN

5.2.1. Các giả thiết tính toán

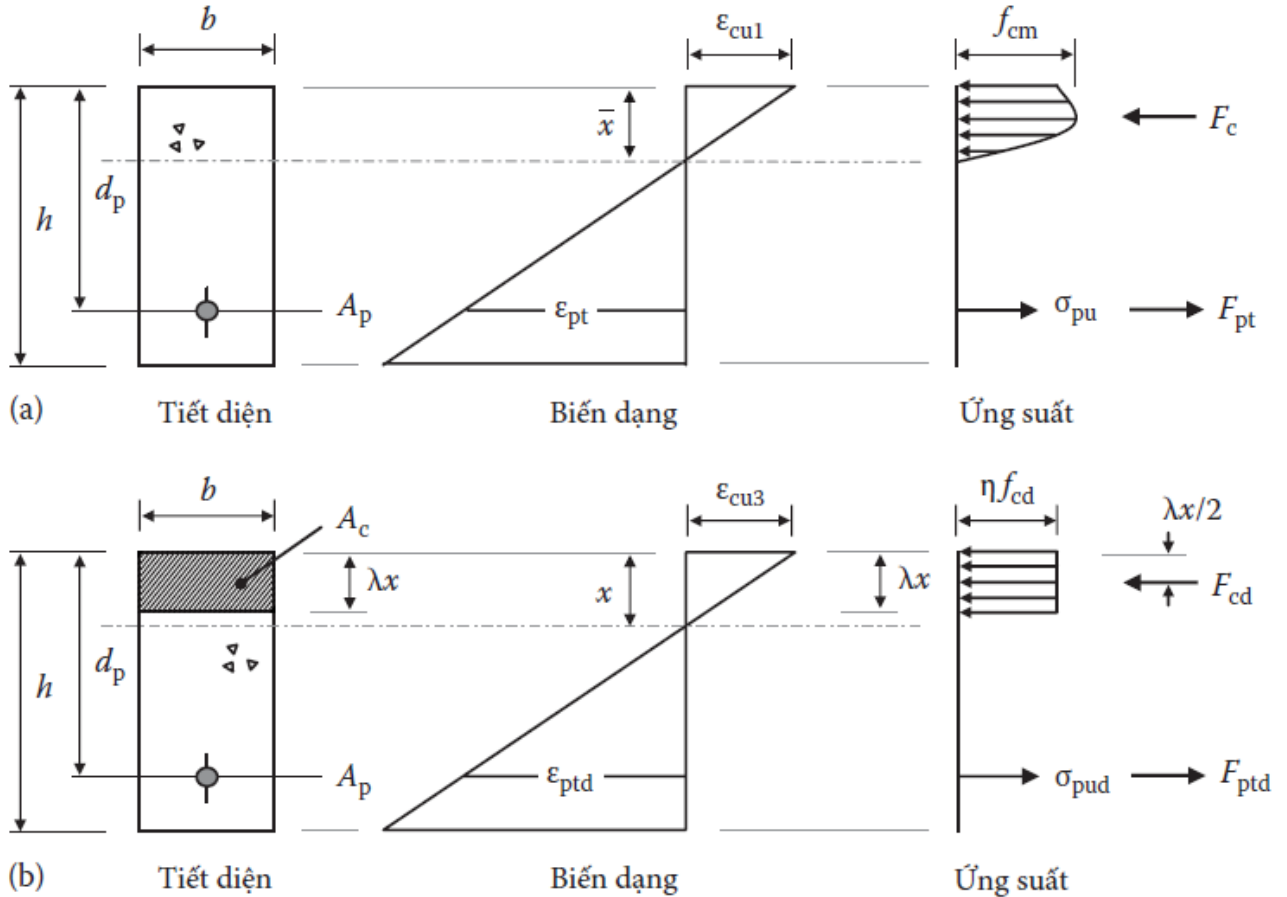
Trong tính toán độ bền chịu uốn của cấu kiện bê tông ứng suất trước, người ta chấp nhận các giả thiết sau:

- 1) Quy luật thay đổi biến dạng dọc trục trên tiết diện ngang là tuyến tính, tức là các biến dạng trong bê tông và thép bám dính được tính toán dựa trên giả thiết tiết diện phẳng;
- 2) Bám dính giữa bê tông và cốt thép bám dính hoặc cốt thép căng bám dính là hoàn toàn, tức là sự thay đổi biến dạng trong cốt thép bám dính hoặc cốt thép căng bám dính giống với trong bê tông vùng lân cận;
- 3) Bỏ qua khả năng chịu kéo của bê tông (trong bê tông không có ứng suất kéo);
- 4) Các ứng suất trong vùng nén của bê tông và trong cốt thép (cả ứng suất trước và không ứng suất trước) được lấy từ các mối quan hệ ứng suất - biến dạng thực tế hoặc lý tưởng hóa cho các vật liệu tương ứng;
- 5) Biến dạng ban đầu trong các cốt thép căng được tính đến khi xác định ứng suất trong chúng.

5.2.2. Biến dạng và ứng suất trong bê tông tại vùng nén

Dựa trên các giả thiết trên đây, tiêu chuẩn EN 1992-1-1 đưa ra mô hình tính toán tiết diện bê tông ứng suất trước chịu uốn tại trạng thái giới hạn cực hạn.

Tại trạng thái này, biến dạng của bê tông tại mép chịu nén đạt giá trị ϵ_{cu3} , khối ứng suất trong bê tông vùng nén được quy đổi thành khối chữ nhật với ứng suất nén không đổi có giá trị bằng ηf_{cd} và chiều cao bằng λx (x là khoảng cách từ mép chịu nén đến trục trung hòa). Giá trị của ϵ_{cu3} phụ thuộc vào cấp độ bền của bê tông và được cho trong Bảng 3-1.



Hình 5-1 Mô Hình hóa tiết diện đặt cốt thép đơn chịu uốn ở trạng thái cực hạn:
(a) Thực tế; (b) Lý tưởng hóa

Đối với tiết diện chữ nhật của Hình 5-1b, chiều cao của khối ứng suất nén là λx và cường độ ứng suất phân bố đều là ηf_{cd} , diện tích vùng được đánh dấu $A_c (= \lambda x b)$. Theo EN 1992, λ và η phụ thuộc vào cường độ chịu nén của bê tông như sau:

$$\lambda=0.8 \quad f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (5.2)$$

$$\lambda=0.8 - (f_{ck}-50)/400 \quad 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \quad (5.3)$$

$$\eta=1.0 \quad f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (5.4)$$

$$\eta=1.0 - (f_{ck}-50)/200 \quad 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \quad (5.5)$$

Lực F_{cd} là thể tích của khối ứng suất Hình chữ nhật được xác định:

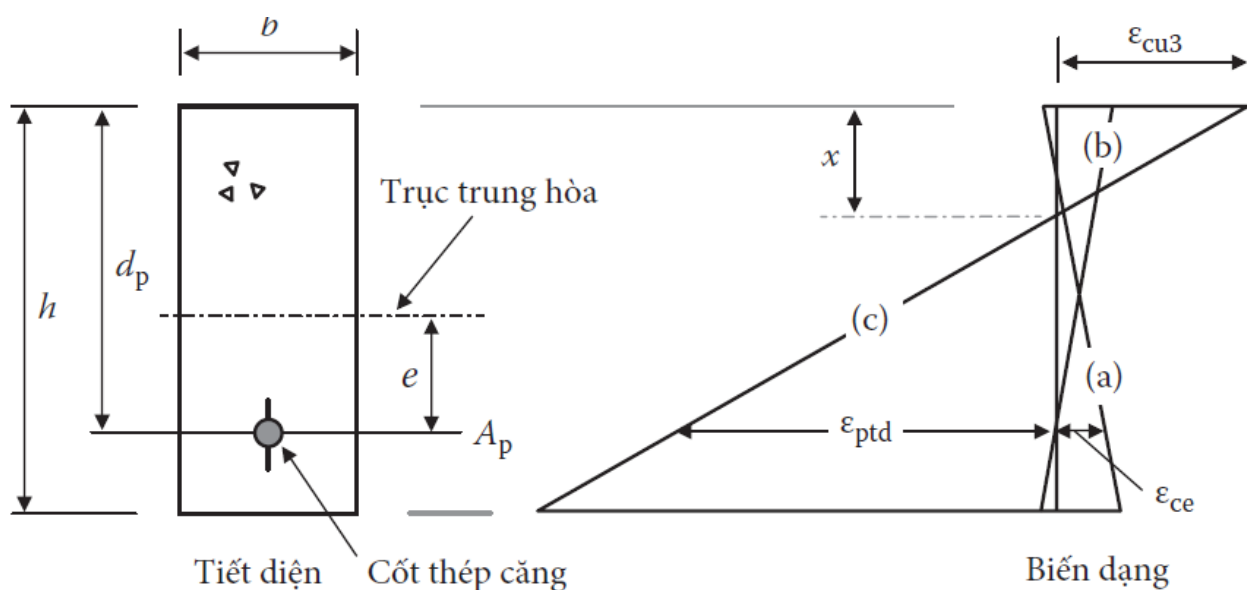
$$F_{cd} = \eta f_{cd} A_c = \eta f_{cd} \lambda x b \quad (5.6)$$

Đường tác dụng của F_{cd} đi qua tâm của diện tích A_c , tức là ở chiều cao $\lambda x/2$ bên dưới thớ chịu nén cực hạn (với điều kiện là A_c là Hình chữ nhật).

Tiêu chuẩn EN 1992 khuyến nghị nên giảm giá trị của η_{cd} 10% khi tiết diện ngang giảm chiều rộng về phía mép chịu nén.

5.2.3. Biến dạng và ứng suất trong cốt thép căng

Các phân bố biến dạng tức thời trên một tiết diện cấu kiện bê tông ứng suất trước ở các giai đoạn gia tải được thể hiện trên Hình 5-2.



Hình 5-2 Phân bố biến dạng tức thời ở ba giai đoạn gia tải.

Biến dạng của cốt thép căng bám dính ở điều kiện tải trọng thiết kế cực hạn có thể tính được theo công thức:

$$\varepsilon_{pud} = \varepsilon_{pe} + \varepsilon_{ce} + \varepsilon_{ptd} \quad (5.7)$$

Biến dạng tức thời trong bê tông ở cao độ cốt thép căng khi chịu lực ứng suất trước:

$$\varepsilon_{ce} = \frac{1}{E_{cm}} \left(\frac{P_{m,t}}{A} + \frac{P_{m,t} e^2}{I} \right) \quad (5.8)$$

trong đó A là diện tích của tiết diện, I là mô men quán tính của tiết diện với trục trung tâm của nó và e độ lệch tâm của lực ứng suất trước (Hình 5-2).

Ứng suất và biến dạng của cốt thép căng ở trạng thái (a) (Hình 5-2) là:

$$\sigma_{pm,t} = P_{m,t} / A_p \quad (5.9)$$

$$\varepsilon_{pe} = \sigma_{pm,t} / E_p = P_{m,t} / E_p A_p \quad (5.10)$$

Trạng thái (b) là trạng thái mà biến dạng của bê tông ở cao độ cốt thép có giá trị bằng không. Giả thiết rằng do có sự bám dính giữa cốt thép và bê tông nên sự thay đổi biến dạng của cốt thép bằng sự thay đổi của biến dạng bê tông ở cao độ cốt thép. Do đó, biến dạng trong cốt thép căng ở trạng thái (b) bằng giá trị ở trạng thái (a) cộng thêm biến dạng tăng thêm bằng ε_{ce} .

Biểu đồ biến dạng ở trạng thái (c) trên Hình 5.2 tương ứng với điều kiện tải trọng cực hạn. Biến dạng tăng thêm của cốt thép căng kể từ trạng thái bê tông tại cao độ cốt thép căng có giá trị bằng không đến trạng thái tương ứng với tải trọng cực hạn được xác định:

$$\varepsilon_{ptd} = \varepsilon_{cu3} \frac{d_p - x}{x} \quad (5.11)$$

Giá trị của ε_{ptd} có thể được xác định khi biến dạng thứ chịu nén trên cùng đạt giá trị cực hạn ε_{cu3} . Với ε_{ptd} đã biết, ứng suất σ_{ptd} trong cốt thép căng tại trạng thái cực hạn có thể được xác định từ biểu đồ ứng suất - biến dạng của cốt thép căng và từ đó xác định được lực kéo trong cốt thép căng F_{ptd} .

5.2.4. Mô men giới hạn

Lực kéo F_{ptd} trong cốt thép căng được xác định như sau:

$$F_{ptd} = \sigma_{ptd} A_p \quad (5.12)$$

trong đó, σ_{ptd} là ứng suất trong cốt thép căng, được xác định theo điều kiện cân bằng lực, sự tương thích biến dạng và mối quan hệ ứng suất - biến dạng của cốt thép căng.

Điều kiện cân bằng lực theo phương dọc trục dẫn đến phương trình:

$$\sigma_{ptd} = \frac{\eta f_{cd} \lambda x b}{A_p} \quad (5.13)$$

Độ bền uốn thiết kế (mô men uốn giới hạn) được xác định bằng công thức:

$$M_{Rd} = \sigma_{ptd} A_p (d_p - \lambda x / 2) \quad (5.14)$$

Các công thức (5.7), (5.13) và mối quan hệ giữa ε và σ theo mô hình tính toán (biểu đồ ứng suất - biến dạng) của cốt thép căng lập thành hệ phương trình phi tuyến với ba ẩn số là x , σ_{ptd} và ε_{ptd} . Giải hệ phương trình này ta nhận được x , và σ_{ptd} , từ đó xác định được M_{Rd} theo (5.14).

5.2.5. Chiều cao vùng nén giới hạn

Để đảm bảo không xảy ra phá hoại giòn, tiêu chuẩn EN 1992 quy định giới hạn chiều cao vùng nén, cụ thể yêu cầu giá trị tính toán của tỷ số x/d không vượt quá 0.45 cho trường hợp bê tông có cấp độ bền không cao hơn C50 ($f_{ck} \leq 50$ MPa) và 0.35 khi bê tông có cấp độ bền bằng hoặc cao hơn C55 ($f_{ck} \geq 55$ MPa).

5.3. TÍNH TOÁN ĐỘ BỀN UỐN CỦA CẤU KIỆN TIẾT DIỆN CHỮ NHẬT

5.3.1. Cấu kiện tiết diện chữ nhật có cốt thép căng bám dính trong vùng kéo

Để tính toán độ bền chịu uốn theo công thức (5.14), trước tiên phải xác định chiều cao vùng nén x và ứng suất cực hạn của cốt thép căng σ_{pud} .

Giá trị x thường được xác định bằng quy trình lặp, trong đó vị trí trục trung hòa được điều chỉnh cho đến khi thỏa mãn điều kiện cân bằng lực theo phương ngang, tức là $F_{ptd} = F_{cd}$, trong đó cả F_{ptd} và F_{cd} đều là các hàm của x . Với tiết diện ngang đặt cốt thép đơn, F_{cd} là thể tích khối ứng suất nén trong bê tông và F_{ptd} phụ thuộc vào biến dạng của cốt thép căng ε_{pud} . Với giá trị x bất kỳ, biến dạng trong cốt thép căng được xác định bằng công thức (5.7). Ứng suất trong cốt thép tương ứng với giá trị tính toán của biến dạng ε_{pud} , được xác định từ biểu đồ ứng suất - biến dạng của cốt thép căng. Khi tìm được giá trị đúng của x (khi $F_{ptd} = F_{cd}$), độ bền uốn thiết kế M_{Rd} được tính toán theo công thức (5.14).

Quy trình lặp tính toán M_{Rd} :

1. Với ε_{cu3} được lấy từ Bảng 3-1, chọn giá trị ban đầu của x ($= x_1$) và xác định của ε_{pud} tương ứng ($= \varepsilon_{pud1}$) theo công thức (5.7) và F_{cd} ($= F_{cd1}$) theo công thức (5.6). Ứng suất trong cốt thép căng σ_{pud} tương ứng ($= \sigma_{pud1}$) được xác định từ công thức (5.13) bằng cách cân bằng lực kéo trong cốt thép với lực nén trong bê tông.
2. Vẽ các điểm ε_{pud1} và σ_{pud1} trên biểu đồ tính toán ứng suất - biến dạng của cốt thép căng (Hình 5.6). Nếu điểm này nằm trên đường cong ứng suất - biến dạng, thì giá trị của x được chọn trong bước 1 là đúng. Nếu không nằm trên đường cong, cần xác định lại x .
3. Nếu các điểm ε_{pud1} và σ_{pud1} trong bước 2 không đủ gần với đường cong ứng suất - biến dạng, lặp lại bước 1 và 2 với giá trị x mới ($= x_2$), sau đó xác định biến dạng và ứng suất tương ứng (ε_{ud2} và σ_{ud2}) trong cốt thép căng. Cần lấy giá trị x mới lớn hơn nếu điểm (ε_{ud1} và σ_{ud1}) được vẽ trong bước 2 nằm phía dưới đường cong ứng suất - biến dạng thiết kế và cần nhỏ hơn nếu điểm nằm phía trên đường cong. Sau đó vẽ các điểm mới ε_{ud2} và σ_{ud2} trên đường cong.
4. Nội suy giữa các điểm từ bước 2 và 3 để xác định giá trị gần đúng của ε_{pud} , σ_{pud} và giá trị tương ứng cho x .

5. Với các giá trị σ_{pud} và x xác định trong bước 4, tính toán độ bền uốn M_{Rd} . Nếu vùng phía trên trục trung hòa là hình chữ nhật, M_{Rd} được tính theo công thức (5.14).

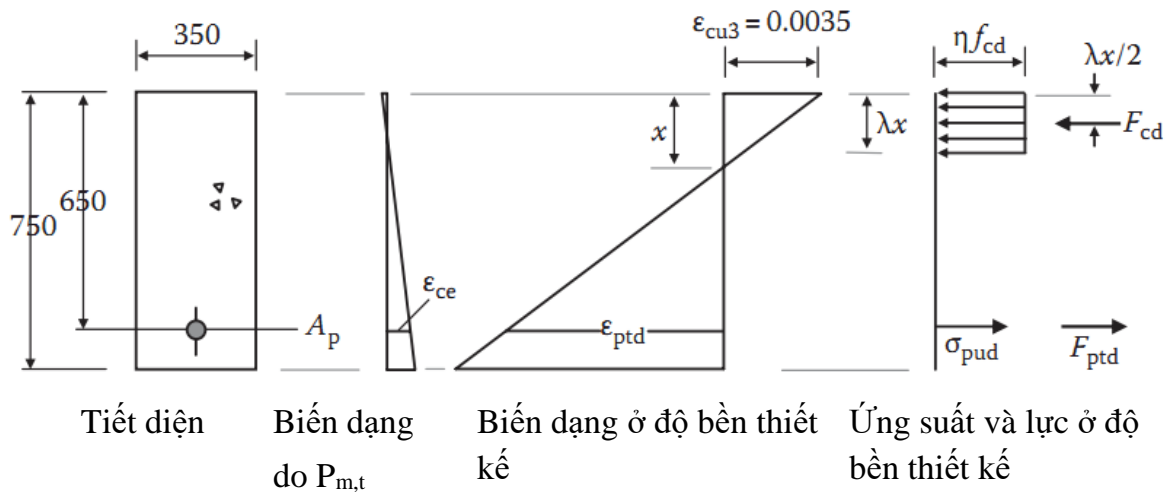
VÍ DỤ 5.1

Tính toán độ bền uốn thiết kế M_{Rd} của tiết diện chữ nhật trên Hình 5-3. Cốt thép căng bao gồm mười sợi 12,9 mm (loại thép Y1860S), có $A_p = 1,000 \text{ mm}^2$, $f_{\text{pk}} = 1,860 \text{ MPa}$, $f_{\text{pd}} = 1,391 \text{ MPa}$, $E_p = 195,000 \text{ MPa}$, $\gamma_s = 1.15$ và $\epsilon_{\text{uk}} = 0.035$. Ứng suất trước hiệu quả là $P_{\text{m,t}} = 1,200 \text{ kN}$. Mối quan hệ ứng suất - biến dạng thiết kế của cốt thép căng được thể hiện trong Hình 5-4. Các đặc trưng của bê tông là $f_{\text{ck}} = 40 \text{ MPa}$ và $E_{\text{cm}} = 35,000 \text{ MPa}$.

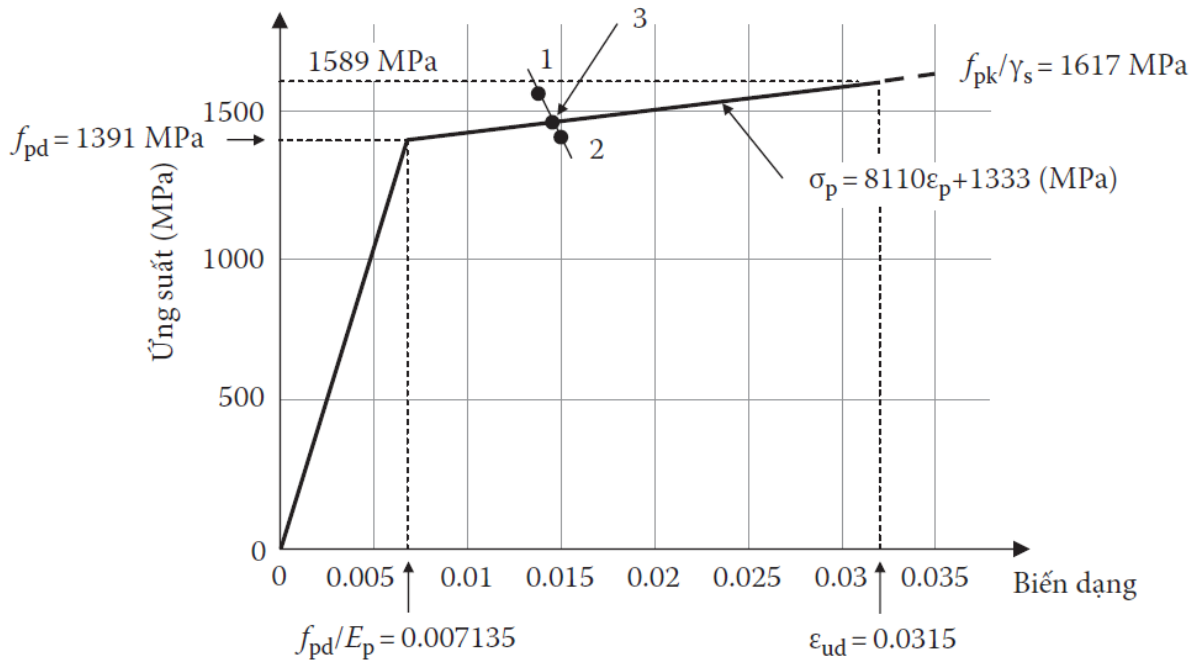
Tính toán

Cường độ thiết kế của bê tông với hệ số an toàn cho bê tông $\gamma_c = 1.5$ và hệ số $\alpha_{\text{cc}} = 1.0$:

$$f_{\text{cd}} = \frac{\alpha_{\text{cc}} f_{\text{ck}}}{\gamma_c} = \frac{1.0 \times 40}{1.5} = 26.67 \text{ MPa}$$



Hình 5-3 Tiết diện và các phân bố biến dạng, ứng suất tính toán



Hình 5-4 Đường cong ứng suất – biến dạng của cốt thép căng (Ví dụ 5.1)

Biến dạng ban đầu trong các cốt thép căng do ứng suất trước hiệu quả được tính theo biểu thức (5.10):

$$\epsilon_{pe} = \frac{P_{m,t}}{E_p A_p} = \frac{1200 \times 10^3}{195000 \times 1000} = 0.00615$$

Biến dạng trong bê tông gây ra bởi ứng suất trước hiệu quả ở cao độ của cốt thép căng được tính toán theo công thức (5.8). Vì ϵ_{ce} nhỏ so với ϵ_{pe} , nên có thể sử dụng các đặc trưng của tiết diện bê tông nguyên để xác định:

$$\epsilon_{ce} = \frac{1}{35000} \left(\frac{1200 \times 10^3}{750 \times 350} + \frac{1200 \times 10^3 \times 275^2}{350 \times 750^3 / 12} \right) = 0.000341$$

Biến dạng của thớ ở cao độ cốt thép căng ở điều kiện cực hạn được tính toán theo công thức (5.11):

$$\epsilon_{pid} = 0.0035x \left(\frac{650 - x}{x} \right)$$

Biến dạng của cốt thép căng tại trạng thái cực hạn được xác định theo công thức (5.7):

$$\epsilon_{pud} = 0.00615 + 0.000341 + 0.0035x \left(\frac{650 - x}{x} \right)$$

Khi $\epsilon_{pd} \left(= \frac{f_{pd}}{E_p} \right) \leq \epsilon_{pud} \leq \epsilon_{ud}$, quan hệ ứng suất – biến dạng cho cốt thép căng:

$$\frac{\varepsilon_{pud} - f_{pd}}{(f_{pk}/s) - f_{pd}} = \frac{\varepsilon_{pud} - (f_{pd}/E_p)}{\varepsilon_{uk} - (f_{pd}/E_p)}$$

Độ lớn của lực nén F_{cd} chịu bởi bê tông trên tiết diện chữ nhật là thể tích của khối ứng suất hình chữ nhật lý tưởng hóa trong Hình 5-3 và được tính theo công thức (5.6):

$$F_{cd} = \eta f_{cd} \lambda x b = 1.0 \times 26.67 \times (0.8 x) \times 350 = 7467x \quad (\text{bê tông C40: } \lambda = 0.8; \eta = 1.0)$$

Lực kéo F_{ptd} được xác định:

$$F_{ptd} = 1000 \times \sigma_{pud}$$

Từ điều kiện cân bằng theo phương ngang: $F_{cd} = F_{ptd}$ ta có:

$$\sigma_{pud} = 7.467x$$

Các giá trị thử của x được chọn và các giá trị tương ứng của ε_{pud} và σ_{pud} được lập trong bảng sau và được vẽ trên đường cong ứng suất - biến dạng cho thép trong Hình 5-4:

Giá trị thử của x (mm)	ε_{pud}	σ_{pud} (MPa)	Điểm trên đồ thị
210	0.0138	1568	1
190	0.0150	1419	2
195	0.0147	1456	3

Điểm 3 nằm đủ gần với biểu đồ ứng suất - biến dạng của cốt thép căng. Giá trị gần đúng của x được lấy bằng 195 mm.

Với $x/d = 0.300 < 0.45$, yêu cầu về độ dẻo theo EN 1992-1-1 được thỏa mãn.

Mô men uốn giới hạn được tính theo công thức (5.14):

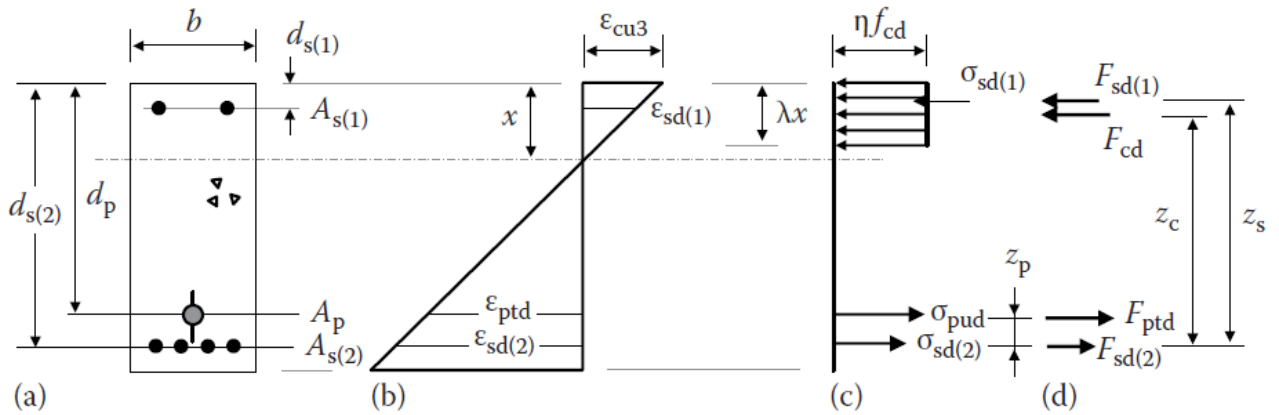
$$M_{Rd} = 1456 \times 1000 (650 - 0.8 \times 195/2) = 833 \times 10^6 \text{ Nmm} = 833 \text{ kNm.}$$

5.3.2. Cấu kiện có tiết diện chữ nhật có cốt thép căng bám dính và cốt thép không căng

Thông thường, ngoài các cốt thép căng, cấu kiện bê tông ứng suất trước người ta còn bố trí cốt thép dọc không căng (cốt thép không căng) ở vùng chịu kéo hoặc ở cả vùng chịu kéo và chịu nén với nhiều mục đích, như để tăng cường độ chịu uốn khi cường độ do cốt thép căng không đủ, hay còn để kiểm soát nứt khi dự kiến có nứt xảy ra tại cấp tải sử dụng. Cốt thép không căng chịu nén cũng có thể được sử dụng để tăng cường vùng chịu nén trong những cấu kiện được bố trí cốt thép chịu kéo quá nhiều. Khi đó việc bố trí cốt thép chịu nén không chỉ làm tăng độ bền mà còn làm tăng độ cong khi phá hoại và do đó cải thiện độ dẻo. Sử dụng cốt thép trong vùng chịu nén cũng làm giảm độ võng dài hạn do từ biến và co ngót và từ đó cải thiện điều kiện sử dụng. Ngoài ra, cốt thép trong vùng chịu nén còn được đưa vào để cung cấp neo và đỡ cho cốt thép đai trong dầm.

Xem xét tiết diện đặt cốt thép kép như trong Hình 5-5a. Lực nén thiết kế gồm thành phần do cốt thép $F_{sd(1)} (= \sigma_{sd(1)} A_{s(1)})$ và thành phần do bê tông $F_{cd} (= \eta f_{cd} \lambda x b)$. Độ lớn của biến dạng trong cốt thép chịu nén được xác định từ biểu đồ biến dạng tuyến tính như trong Hình 5-5b và được tính toán như sau:

$$\varepsilon_{sd(1)} = \frac{\varepsilon_{cu3} (x - d_{s(1)})}{x} \quad (5.15)$$



Hình 5-5 Tiết diện ngang tiết diện Hình chữ nhật đặt cốt kép tại mô men thiết kế cực hạn. (a) Tiết diện. (b) Biến dạng. (c) Các ứng suất. (d) Các lực

Nếu sử dụng mối quan hệ ứng suất – biến dạng thiết kế đàn hồi – dẻo lý tưởng, khi $\varepsilon_{sd(1)}$ nhỏ hơn hoặc bằng biến dạng chảy tính toán của cốt thép không căng ($\varepsilon_{yd} = f_{yd} / E_s = f_{yk} / (\gamma_s E_s)$) thì ứng suất tính toán trong cốt thép chịu nén là $\sigma_{sd(1)} = \varepsilon_{sd(1)} E_s$. Nếu $\varepsilon_{sd(1)}$ vượt quá biến dạng chảy tính toán, thì $\sigma_{sd(1)} = f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$.

Lực kéo trong Hình 5-5d từ thành phần do cốt thép căng $F_{ptd} (= \sigma_{pud} A_p)$ và thành phần do cốt thép không căng $F_{sd(2)} (= \sigma_{sd(2)} A_{s(2)})$. Ứng suất tính toán trong cốt thép chịu kéo được xác định từ biến dạng $\varepsilon_{sd(2)}$ theo công thức:

$$\varepsilon_{sd(2)} = \frac{\varepsilon_{cu3} (d_{s(2)} - x)}{x} \quad (5.16)$$

Nếu $\varepsilon_{sd(2)} \leq \varepsilon_{yd}$, thì $\sigma_{sd(2)} = \varepsilon_{sd(2)} E_s$. Nếu $\varepsilon_{sd(2)} > \varepsilon_{yd}$, thì $\sigma_{sd(2)} = f_{yd}$.

Có thể sử dụng phương pháp lặp đúng dần tương tự như phương pháp được nêu trong Mục 5.3.1 để tính toán chiều cao vùng nén x ứng với mô men giới hạn. Các giá trị liên tiếp của x được thử cho đến khi tìm được giá trị thỏa mãn công thức cân bằng theo phương ngang sau đây được thiết lập:

$$F_{ptd} + F_{sd(2)} = F_{cd} + F_{sd(1)} \quad (5.17)$$

Thông thường, cốt thép chịu nén được bố trí để cải thiện độ dẻo. Trong hầu hết các dầm đặt cốt thép kép, cốt thép không căng chịu kéo $A_{s(2)}$ bị chảy dẻo khi đạt trạng thái cực hạn. Việc cốt thép chịu nén $A_{s(1)}$ có chảy dẻo hay không phụ thuộc vào chiều cao $d_{s(1)}$ của nó từ bề mặt trên cùng của vùng nén của tiết diện và vào chiều cao của trục trung hòa x .

Đối với bất kỳ giá trị nào của x , với các ứng suất trong cốt thép chịu nén và chịu kéo được xác định từ các biến dạng $\varepsilon_{sd(1)}$ và $\varepsilon_{sd(2)}$ (theo công thức (5.15) và (5.16) tương ứng). Công thức (5.17) có thể được khai triển như sau:

$$F_{cd} = \eta f_{cd} \lambda x b = F_{ptd} + F_{sd(2)} - F_{sd(1)} = \sigma_{pud} A_p + \sigma_{sd(2)} A_{s(2)} - \sigma_{sd(1)} A_{s(1)} \quad (5.18)$$

và điều này có thể được sắp xếp lại để đưa ra các công thức sau cho x và σ_{pud} :

$$x = \frac{\sigma_{pud} A_p - \sigma_{sd(2)} A_{s(2)} + \sigma_{sd(1)} A_{s(1)}}{\eta f_{cd} \lambda b} \quad (5.19)$$

$$\sigma_{pud} = \frac{\eta f_{cd} \lambda x b - \sigma_{sd(2)} A_{s(2)} + \sigma_{sd(1)} A_{s(1)}}{A_p} \quad (5.20)$$

Khi giá trị của σ_{pud} (xác định từ công thức (5.20)) và giá trị của ε_{pud} (xác định từ công thức (5.15)) cùng thỏa mãn quan hệ ứng suất - biến dạng của cốt thép căng, ta tìm được giá trị của x .

Nếu giả sử cốt thép không căng đạt trạng thái chảy dẻo trong tính toán thì phải kiểm tra các biến dạng tương ứng để đảm bảo rằng trên thực tế thép đã chảy dẻo. Nếu cốt thép chịu nén không chảy dẻo thì lực nén $F_{s(1)}$ đã được đánh giá quá cao và giá trị đúng của x lớn hơn so với giá trị tính toán. Ứng suất trong cốt thép chịu nén $\sigma_{sd(1)}$ trong các công thức (5.19) và (5.20) được lấy là $\varepsilon_{sd(1)} E_s$ thay vì f_{yd} . Có thể cần thực hiện quy trình lặp để xác định giá trị chính xác của x và các nội lực tương ứng F_{cd} , $F_{sd(1)}$, F_{ptd} và $F_{sd(2)}$.

Khi điều kiện cân bằng theo phương ngang được thỏa mãn, mô men giới hạn của tiết diện có thể được xác định bằng cách lấy các mô men của các nội lực với một điểm thuận tiện bất kỳ trên tiết diện. Lấy mô men với điểm tương ứng với cao độ của thép thường chịu kéo ta có:

$$M_{Rd} = F_{cd} z_c + F_{sd(1)} z_s - F_{ptd} z_p \quad (5.21)$$

Đối với tiết diện Hình chữ nhật như trong Hình 5.5, các cánh tay đòn từ cốt thép không căng chịu kéo đến trục nội lực trong công thức (5.21) tương ứng là:

$$z_c = d_{s(2)} - \lambda x / 2, z_s = d_{s(2)} - d_{s(1)}, z_p = d_{s(2)} - d_p \quad (5.22)$$

Trong các công thức này, $F_{sd(1)}$ và F_{cd} là độ lớn của lực nén trong cốt thép và bê tông tương ứng, do đó, được xem là dương.

VÍ DỤ 5.2

Tính toán mô men giới hạn M_{Rd} của tiết diện ngang như trong Ví dụ 5.1 nhưng có thêm cốt thép không căng. Cốt thép không căng được bố trí ở vùng chịu kéo với diện tích $A_s = 1350 \text{ mm}^2$ ở cao độ ứng với $d_s = 690 \text{ mm}$. Sử dụng thép loại B500B, ứng suất chảy thiết kế là $f_{yd} = 435 \text{ MPa}$ và mô đun đàn hồi là $E_s = 200,000 \text{ MPa}$. Tất cả các đặc trưng vật liệu khác và các chi tiết tiết diện ngang được quy định trong Ví dụ 5.1.

Tính toán

Biến dạng thiết kế trong cốt thép căng được tính toán trong Ví dụ 5.1:

$$\varepsilon_{pud} = 0.006491 + 0.0035 \left(\frac{650 - x}{x} \right)$$

Độ lớn của lực nén F_{cd} chịu bởi bê tông phía trên trục trung hòa là:

$$F_{cd} = \eta f_{cd} \lambda x b = 1.0 \times 26.67 \times (0.8x) \times 350 = 7467x$$

Từ công thức (5.17) và với $\varepsilon_{cu3} = 0.0035$, cốt thép thường chịu kéo đã chảy dẻo, tức là $\varepsilon_{sd} \geq y_d (= f_{yd} / E_s = 0.002175)$, với điều kiện chiều cao của trục trung hòa x nhỏ hơn hoặc bằng $0.6167d_s (= 425.6 \text{ mm})$. Nếu σ_{sd} được giả định bằng f_{yd} , lực kéo tổng hợp $F_{td} (= F_{ptd} + F_{sd})$ được tính như sau:

$$F_{td} = \sigma_{pud} A_p + f_{yd} A_s = 1000 \sigma_{pud} + (435 \times 1350) = 1000x (\sigma_{pud} + 587.3)$$

Cân bằng theo phương dọc ($F_{cd} = F_{td}$) ta có:

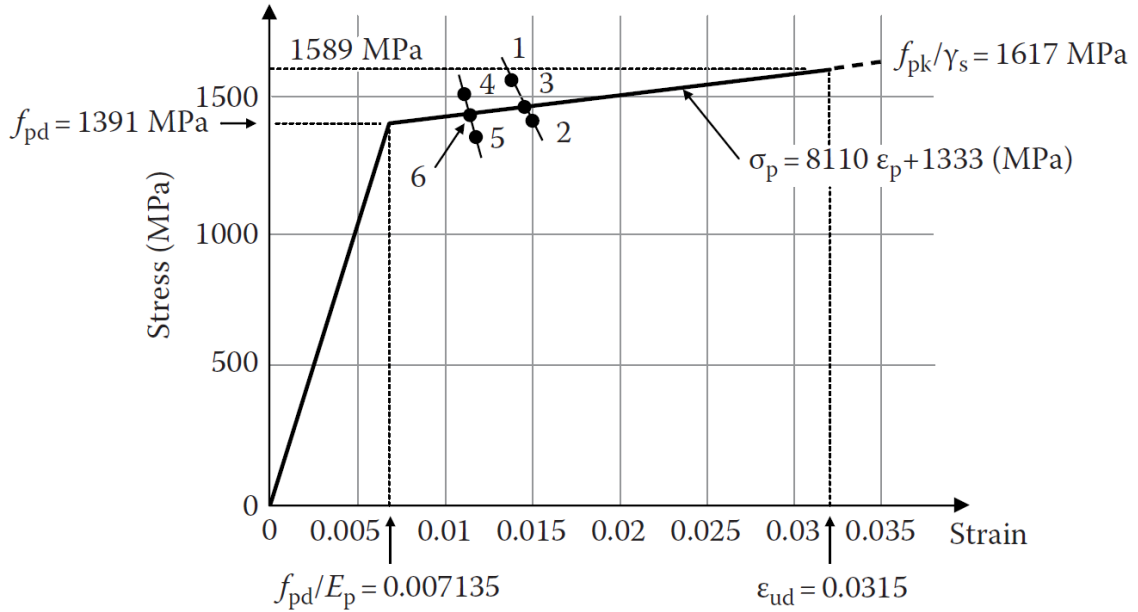
$$\sigma_{pud} = 7.467 x - 587.3$$

Các giá trị thử của x được chọn và các giá trị tương ứng của ε_{pud} và σ_{pud} được lập bảng và được vẽ trên đường cong ứng suất - biến dạng như trong Hình 5-6:

Giá trị thử của x (mm)	ε_{pud}	σ_{pud} (MPa)	Điểm trên đồ thị
280	0.0111	1503	4
260	0.0117	1354	5
269.5	0.0114	1452	6

Do điểm 6 nằm đủ gần với đường cong ứng suất - biến dạng của cốt thép căng, nên giá trị của x được lấy gần đúng là 269.5 mm và khoảng cách từ mép trên của tiết diện đến điểm đặt lực kéo tổng hợp là $d = 670 \text{ mm}$ và do đó, $x / d = 0.402$.

Rõ ràng trong Hình 5-6, biến dạng của cốt thép căng giảm khi đưa vào cốt thép chịu kéo (từ điểm 3 đến điểm 6) và khoảng cách từ mép trên của tiết diện đến trục trung hòa tăng lên.



Hình 5-6 Đường cong ứng suất – biến dạng cho cốt thép cứng (Ví dụ 5.2).

Biến dạng trong cốt thép chịu kéo ở trạng thái giới hạn cực hạn được xác định theo công thức (5.16):

$$\varepsilon_{sd(2)} = \frac{0.0035(690 - 269.5)}{269.5} = 0.0055 > \varepsilon_{yd}$$

và do đó, cốt thép thường đã chảy dẻo như giả thiết. Khoảng cách từ mép trên của tiết diện đến lực tổng hợp trong cốt thép chịu kéo là:

$$d = \frac{\sigma_{pud} A_p d_p + f_{yd} A_s d_s}{\sigma_{pud} A_p + f_{yd} A_s} = 662 \text{ mm}$$

Lực nén thiết kế trong bê tông là $F_{cd} = 7467 \times 269,5 \times 10^{-3} = 2012 \text{ kN}$ và lực kéo trong cốt thép cứng là $F_{ptd} = \sigma_{pud} A_p = 1425 \text{ kN}$. Độ bền mô men thiết kế được tính theo công thức (5.21) như sau:

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= F_{cd} z_c - F_{ptd} z_p = F_{cd} \left(d_s - \frac{\lambda x}{2} \right) - F_{ptd} (d_s - d_p) \\ &= 2012 \times (690 - 0.8 \times 269.5 / 2) \times 10^{-3} - 1425 \times (690 - 650) \times 10^{-3} = 1114 \text{ kNm} \end{aligned}$$

5.4. TÍNH TOÁN CỐT THÉP KHÔNG CĂNG THEO ĐỘ BỀN UỐN

5.4.1. Tính toán cốt thép không căng trong vùng kéo

Xem xét tiết diện ngang đặt cốt thép đơn như trong Hình 5-7a. Giả thiết rằng ứng suất hiệu quả $P_{m,t}$, diện tích của cốt thép căng là A_p và kích thước tiết diện ngang đã được thiết kế để đáp ứng các yêu cầu về sử dụng của cấu kiện. Phân bố biến dạng và ứng suất lý tưởng theo

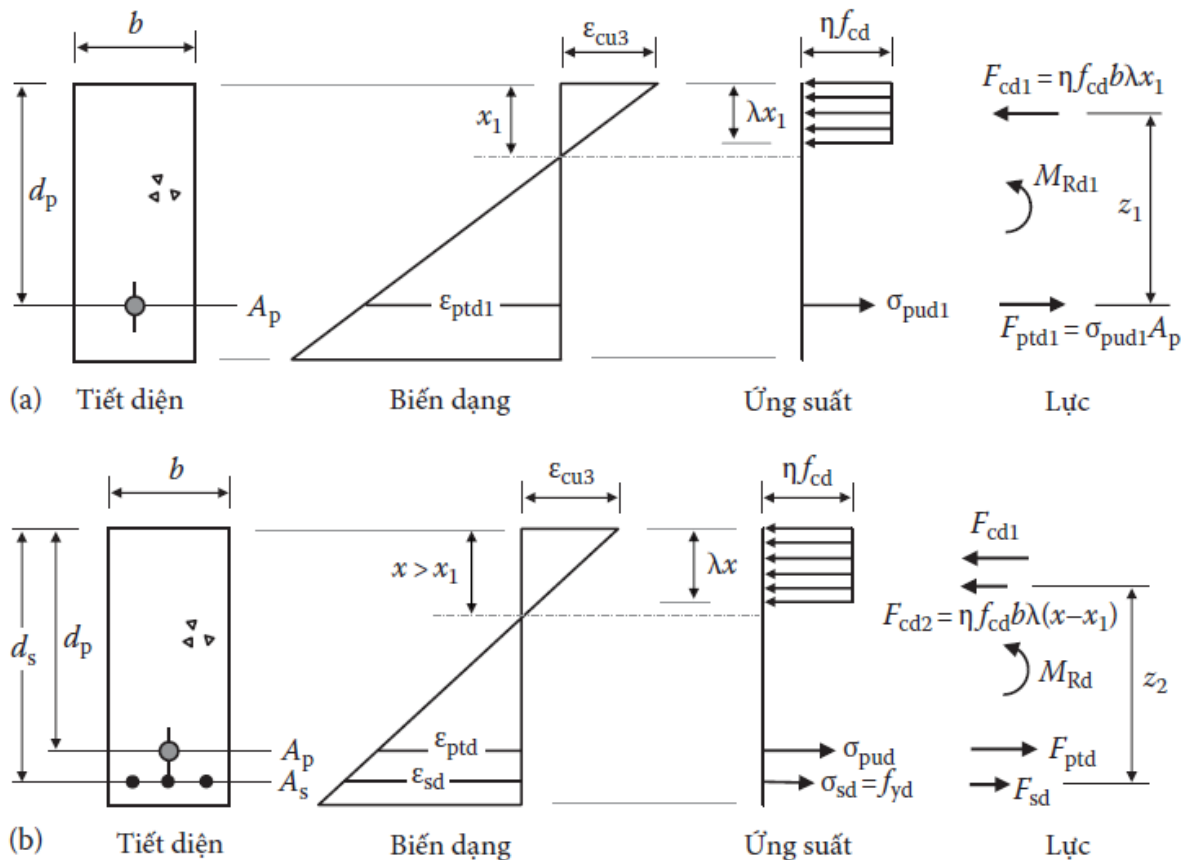
tiêu chuẩn EN 1992-1-1 cho trạng thái giới hạn cực hạn cũng được thể hiện trong Hình 5-7a. Mô men uốn giới hạn của tiết diện, ký hiệu là M_{Rd1} , được tính như sau:

$$M_{Rd1} = \sigma_{pud1} A_p \left(d_p - \frac{x_1}{2} \right) \quad (5.23)$$

trong đó: ứng suất trong cốt thép căng ở trạng thái giới hạn cực hạn σ_{pud1} có thể được tính từ đường cong quan hệ ứng suất - biến dạng của cốt thép (như trong Ví dụ 5.1) hoặc từ phép tính gần đúng trong Ví dụ 5.4.

Nếu độ bền thiết kế $M_{Rd1} \geq M_{Ed}$ thì tiết diện ngang đủ khả năng chịu uốn, không cần bổ sung cốt thép chịu kéo. Nếu $M_{Rd1} < M_{Ed}$ thì tiết diện không đủ khả năng chịu uốn, cần bổ sung cốt thép chịu kéo.

Ngoài yêu cầu về cường độ, tiết diện cũng phải có đủ độ dẻo cần thiết. Để đảm bảo độ dẻo, chiều cao vùng nén phải không được vượt quá giá trị giới hạn. Tiêu chuẩn EN 1992-1-1 quy định giới hạn chiều cao vùng nén bằng $0,45d$ cho trường hợp bê tông có cấp độ bền không cao hơn C50 ($f_{ck} \leq 50$ MPa) và $0,35d$ khi bê tông có cấp độ bền bằng hoặc cao hơn C55 ($f_{ck} \geq 55$ MPa).



Hình 5-7 Tiết diện ngang chứa cốt thép chịu kéo - điều kiện thiết kế cực hạn: (a) Tiết diện ngang ứng suất trước cốt thép đơn, (b) Tiết diện ngang chứa cả cốt cốt thép căng và cốt thép không căng chịu kéo.

Để đảm bảo về độ dẽo, chiều cao vùng nén nên được giới hạn ở mức $0.3d_p$. Trong trường này, nếu giá trị của x_1 trong Hình 5-7a lớn hơn $0.3d_p$ thì bổ sung cốt thép không căng chịu nén để giảm chiều cao vùng nén. Quy trình thiết kế được nêu trong Mục 5.4.2 cho các tiết diện ngang đặt cốt thép kép được khuyến nghị trong trường hợp này.

Với tiết diện như trên Hình 5-7a, nếu $M_{Rd1} < M_{Ed}$ và nếu x_1 đủ nhỏ để đảm bảo độ dẽo, yêu cầu thiết kế trở thành xác định diện tích tối thiểu của cốt thép không căng chịu kéo A_s bổ sung vào tiết diện để thỏa mãn yêu cầu về cường độ (tức là A_s nhỏ nhất sao cho $M_{Rd} = M_{Ed}$). Hình 5-7b thể hiện phân bố biến dạng và ứng suất trên tiết diện ngang có bố trí cốt thép không căng diện tích A_s được tính toán theo trạng thái giới hạn cực hạn. Với x đủ nhỏ đảm bảo độ dẽo, biến dạng của cốt thép chịu kéo ε_{sd} lớn hơn biến dạng chảy $\varepsilon_{yd} (= f_{yd}/E_s)$, do đó $\sigma_{sd} = f_{yd}$. Việc bổ sung A_s vào tiết diện ngang làm cho lực kéo thiết kế ($F_{ptd} + F_{sd}$) tăng và do đó làm tăng lực nén $F_{cd} (= F_{cd1} + F_{cd2})$. Để phù hợp với lực nén bổ sung này, chiều cao của khối ứng suất nén trong Hình 5-7b phải lớn hơn chiều cao của khối ứng suất trong Hình 5-7a (tức là $\lambda_x > \lambda_{x1}$). Giá trị tăng của x dẫn đến việc giảm độ cong cực hạn thiết kế (nghĩa là giảm độ dẽo), giảm biến dạng của cốt thép căng và theo đó giảm σ_{pud} . Mặc dù mức giảm σ_{pud} tương đối nhỏ, nhưng cần phải xác minh rằng tiết diện ngang được sửa đổi có đủ độ dẽo (nghĩa là giá trị của x vẫn duy trì nhỏ hơn khoảng $0.3d$).

$$M_{Rd1} = \sigma_{pud1} A_p \left(d_p - \frac{\lambda x_1}{2} \right) \quad (5.24)$$

Nếu σ_{pud} được giả thiết là không đổi, ước tính ban đầu về độ lớn của diện tích cốt thép không căng A_s nhằm để tăng độ bền thiết kế từ M_{Rd1} (độ bền chịu uốn của tiết diện trước khi bổ sung cốt thép thường) đến độ bền thiết kế M_{Ed} (bằng với độ bền tối thiểu cần thiết của tiết diện) có thể tính toán từ:

$$A_s \geq \frac{M_{Ed} - M_{Rd1}}{f_{yd} z_2} \quad (5.25)$$

Trong đó z_2 là cánh tay đòn giữa lực kéo thiết kế trong thép bổ sung F_{sd} , cân bằng và ngược chiều lực nén F_{cd2} , kết quả từ việc tăng chiều cao của khối ứng suất nén. Cánh tay đòn z_2 có thể được xấp xỉ ban đầu là:

$$z_2 = 0.9(d_s - \lambda x_1) \quad (5.26)$$

VÍ DỤ 5.3

Cường độ thiết kế của tiết diện ngang đặt cốt đơn như trong Hình 5-8 là $M_{Rd1} = 931 \text{ kNm}$. Phân bố ứng suất và biến dạng tương ứng với M_{Rd1} cũng được minh họa trên Hình 5-8; các

đặc trưng vật liệu như sau $f_{ck} = 40 \text{ MPa}$ ($f_{cd} = 26.67 \text{ MPa}$), $\lambda = 0.8$, $\eta = 1.0$, $f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$, $f_{pd} = 1391 \text{ MPa}$, $E_p = 195000 \text{ MPa}$.

Xác định lượng cốt thép không căng chịu kéo bổ sung đặt cách mép dưới dầm một khoảng $d_s = 840 \text{ mm}$ ($f_{yd} = 435 \text{ MPa}$) nếu mô men uốn thiết kế trên tiết diện là $M_{Ed} = 1250 \text{ kNm}$.

Tính toán

Với tiết diện UST trong ví dụ này, $x_1 = 159 \text{ mm} = 0.212d_p$ và tiết diện là dẹt. Nếu bổ sung cốt thép không căng chịu kéo vào vị trí cách mép dưới dầm $d_s = 840 \text{ mm}$, thì cánh tay đòn z_2 trong công thức (5.26) có thể được lấy xấp xỉ bằng:

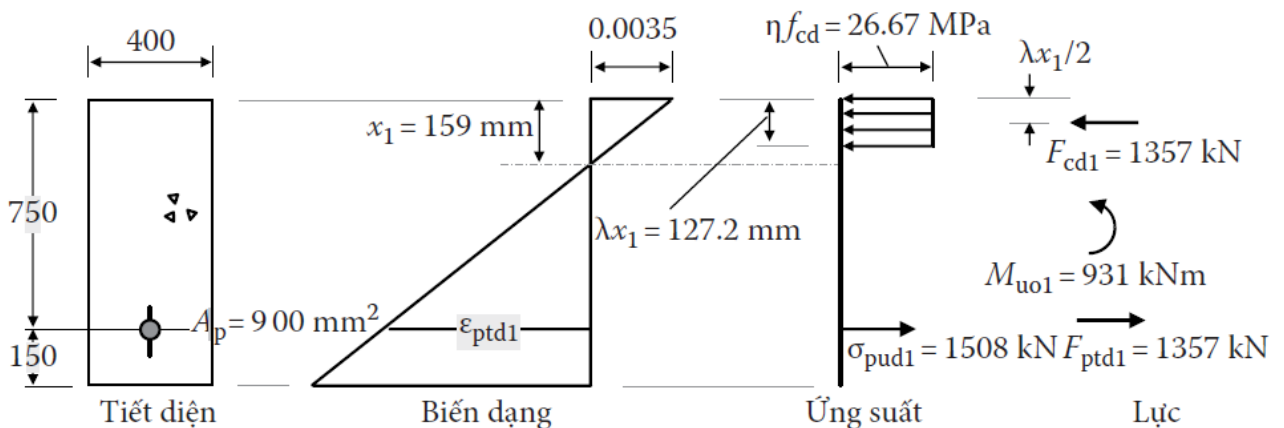
$$z_2 = 0.9(d_s - \lambda x_1) = 0.9 \times (840 - 0.8 \times 159) = 641.5 \text{ mm}$$

Diện tích cần thiết của thép không ứng suất trước được tính theo công thức (5.25) như sau:

$$A_s \geq \frac{(1250 - 931) \times 10^6}{435 \times 641.5} = 1143 \text{ mm}^2$$

Chọn 4D20 ($A_s = 1256 \text{ mm}^2$) bố trí cách mép dưới dầm một khoảng $d_s = 840 \text{ mm}$.

Bài toán kiểm tra độ bền chịu uốn của dầm đảm bảo $M_{Rd} \geq 1250 \text{ kNm}$, và kiểm tra điều kiện tiết diện đó là dẹt, có thể được thực hiện bằng cách sử dụng quy trình lập đúng dần trong Ví dụ 5.2.



Hình 5-8 Tiết diện ngang đặt cốt đơn của Ví dụ 5.3

5.4.2. Tính toán cốt thép không căng trong vùng nén

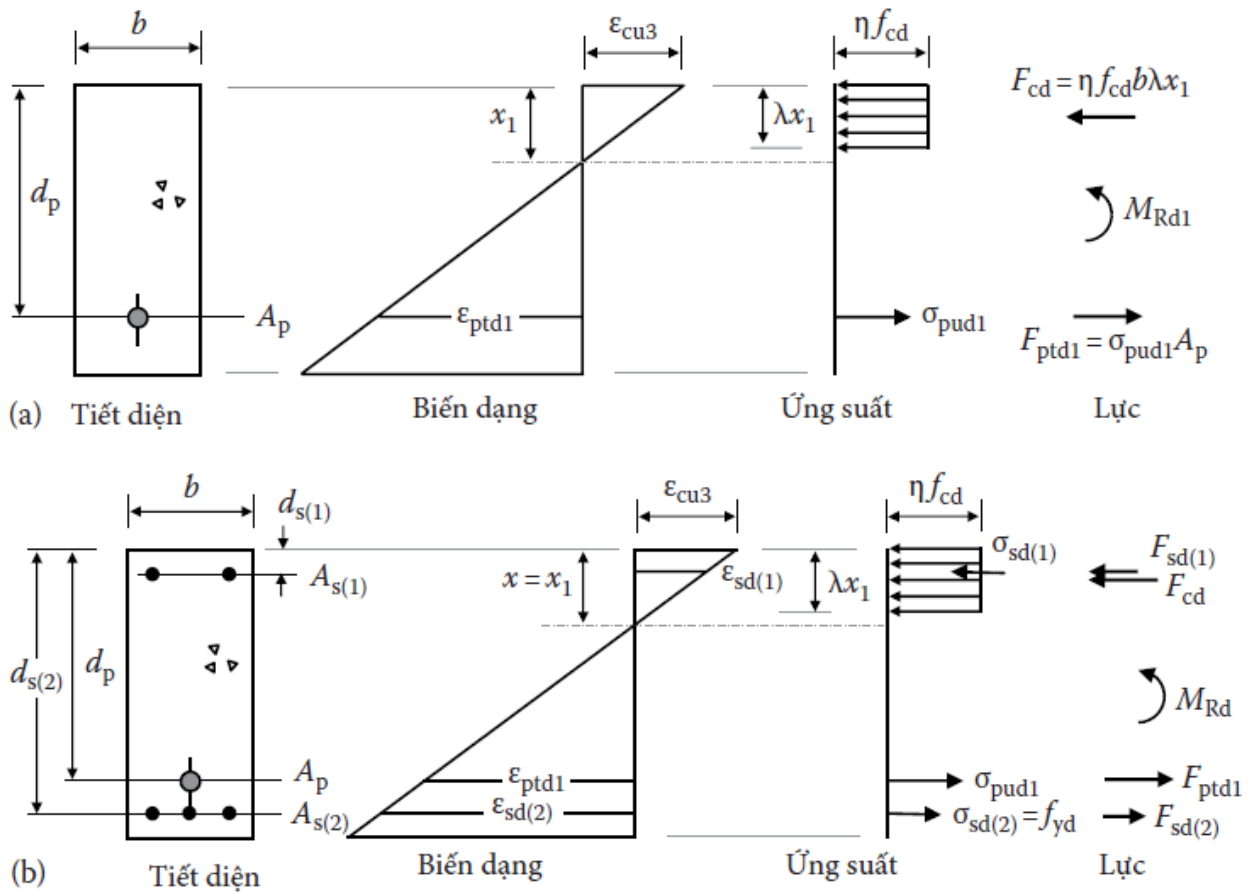
Với tiết diện đặt cốt đơn (Hình 5-9a) trong đó x_1 lớn hơn $0.3d_p$, việc bố trí thêm cốt thép chịu kéo có thể sẽ gây ra vấn đề về độ dẹt. Trong những trường hợp này, có thể tăng độ bền thiết kế bằng cách bổ sung một lượng phù hợp cốt thép không căng chịu kéo và chịu nén mà không làm giảm độ cong, tức là không làm tăng x . Nếu chiều cao trục trung hòa được giữ không đổi tại x_1 , thì các giá trị của F_{cd} (lực nén do bê tông chịu) và F_{ptd} (lực kéo trong cốt thép căng)

trong Hình 5-9a và b là như nhau trong đó, F_{cd} bằng và ngược chiều với F_{ptd} . Với phân bố biến dạng trên tiết diện trong Hình 5-9b, biến dạng ở các vị trí tương ứng của cốt thép không căng lớp trên và dưới có thể được xác định bằng các công thức (5.16) và (5.17), và từ đó xác định được ứng suất trong cốt thép không căng $\sigma_{sd(1)}$ và $\sigma_{sd(2)}$. Lực kéo cân bằng trong cốt thép không căng là:

$$F_{sd(1)} = A_{s(1)}\sigma_{sd(1)} \quad (5.27)$$

$$F_{sd(2)} = A_{s(2)}\sigma_{sd(2)} \quad (5.28)$$

Khi khoảng cách từ mép trên đến cốt thép chịu nén nhỏ hơn λx , lực nén $F_{sd(1)}$ được lấy bằng $F_{sd(1)} = A_{s(1)}(\sigma_{sd(1)} - \eta f_{cd})$, để tính đến các khoảng cách trong bê tông vùng nén tạo bởi cốt thép chịu nén.



Hình 5-9 Tiết diện đặt cốt thép kép ở điều kiện trạng thái giới hạn cực hạn: (a) Tiết diện ngang chỉ chứa cốt thép căng, (b) Tiết diện ngang chứa cốt thép không căng lớp trên và lớp dưới

Nếu M_{Rd1} là độ bền thiết kế của tiết diện đặt cốt thép đơn trong Hình 5-9a (xác định theo công thức (5.9)) và M_{Ed} là mô men thiết kế (bằng cường độ yêu cầu tối thiểu của tiết diện ngang đặt cốt kép), thì diện tích tối thiểu của cốt thép chịu kéo được xác định như sau:

$$A_{s(2)} = \frac{M_{Ed} - M_{Rd1}}{\sigma_{sd(2)}(d_{s(2)} - d_{s(1)})} \quad (5.29)$$

Đối với cốt thép không căng thông thường, $\sigma_{sd(2)}$ thường đạt tới giới hạn chảy (tức là $\sigma_{sd(2)} = f_{yd}$) với điều kiện $\varepsilon_{sd(2)} \geq \varepsilon_{yd}$ và chiều cao của trục trung hòa x thỏa mãn các yêu cầu về độ dẻo đã nêu. Để cân bằng, các lực trong cốt thép không căng lớp trên và dưới bằng nhau và ngược dấu, tức là $F_{sd(1)} = F_{sd(2)}$, vì $F_{cd} = F_{ptd}$. Từ các công thức (5.27) và (5.28) ta có:

$$A_{s(1)} = \frac{A_{s(2)}\sigma_{sd(2)}}{\sigma_{sd(1)}} \quad (5.30)$$

Nếu chiều cao của trục trung hòa trong Hình 5-9b lớn hơn 0.3d, tiết diện được coi là không dẻo và phải xem xét giảm x. Giá trị x thích hợp được lựa chọn (giả sử $x = 0.3d$). Đối với giá trị này của x, tất cả các thép biến dạng ($\varepsilon_{sd(1)}$, $\varepsilon_{sd(2)}$ và ε_{ptd}) và do đó tất cả các ứng suất thép thiết kế ở điều kiện thiết kế trạng thái giới hạn cực hạn ($\sigma_{sd(1)}$, $\sigma_{sd(2)}$ và σ_{pud}) có thể được xác định. Khi ε_{ptd} được tính từ giá trị giả thiết của x, tổng biến dạng trong cốt thép căng ε_{pud} có thể được tính theo công thức (5.15) và ứng suất σ_{pud} có thể được đọc trực tiếp từ quan hệ ứng suất - biến dạng. Theo cách này, có thể đánh giá độ lớn của lực kéo trong cốt thép căng ($F_{ptd} = A_p\sigma_{pud}$) và lực nén trong bê tông ($F_{cd} = \eta f_{cd}\lambda xb$) có thể được đánh giá. Nếu độ bền thiết kế yêu cầu của tiết diện M_{Rd} vượt quá momen uốn thiết kế M_{Ed} , diện tích tối thiểu của thép vùng nén có thể tính được bằng cách lấy mô men đối với cao độ của cốt thép không căng chịu kéo:

$$A_{s(1)} \geq \frac{M_{Ed} + F_{ptd}(d_{s(1)} - d_p) - F_{cd}(d_{s(2)} - 0.5\lambda x)}{\sigma_{sd(1)}(d_{s(1)} - d_{s(2)})} \quad (5.31)$$

Từ điều kiện cân bằng theo phương ngang $F_{sd(2)} = F_{cd} + F_{sd(1)} - F_{ptd}$, ta có diện tích cốt thép không căng chịu kéo bằng:

$$A_{st(2)} = \frac{f_{cd}\lambda xb + A_{s(1)}\sigma_{sd(1)} - A_p\sigma_{pud}}{\sigma_{sd(2)}} \quad (5.32)$$

VÍ DỤ 5.4

Xác định lượng cốt thép không căng cần thiết để tăng độ bền uốn thiết kế của tiết diện trong Hình 5-4 (Ví dụ 5.1) nếu mô men uốn thiết kế M_{Ed} là 1150 kNm. Cốt thép chịu kéo bổ sung bố trí cách mép dưới dầm $d_{s(2)} = 690$ mm và cốt thép chịu nén (nếu yêu cầu) bố trí cách mép dưới dầm $d_{s(1)} = 60$ mm. Sử dụng cốt thép có $f_{yd} = 435$ MPa và $E_s = 200.000$ MPa.

Tính toán

Từ Ví dụ 5.1, ta có $M_{Rd1} = 833$ kNm và $x_1 = 195$ mm. Nếu chỉ thêm thép không căng chịu kéo, cánh tay đòn z trong công thức (5.26) bằng:

$$z = 0.9 \times (690 - 0.8 \times 195) = 481 \text{ mm}$$

Theo công thức (5.25) ta có:

$$A_{s(2)} \geq \frac{(1150 - 833) \times 10^6}{435 \times 481} = 1515 \text{ mm}^2$$

Bố trí cốt thép không căng trong vùng kéo 5D20 (1570 mm²) tại cao độ cách mép dưới dầm $d_{s(2)} = 690 \text{ mm}$.

Trong ví dụ này, chiều cao vùng nén tăng trên 0.3d và độ cong ở điều kiện trạng thái giới hạn cực hạn nhỏ hơn giá trị tối thiểu trong công thức (5.22). Như vậy cần tăng khả năng chịu uốn bằng cách bổ sung cả cốt thép không căng chịu kéo và nén.

Nếu vị trí trục trung hòa được giữ cố định như trong Ví dụ 5.1, tức là $x = x_1 = 195 \text{ mm}$, thì ứng suất và biến dạng trong cốt thép căng vẫn như tính toán trước đó, tức là $\varepsilon_{\text{pud}} = 0.0147$ và $\sigma_{\text{pud}} = 1456 \text{ MPa}$.

Với $d_{s(1)} = 60 \text{ mm}$, từ công thức (5.16) ta có:

$$\varepsilon_{\text{sd}(1)} = 0.0035(195-60)/195 = 0.00242 > \varepsilon_{\text{yd}} \text{ và } \sigma_{\text{sd}(1)} = f_{\text{yd}} = 435 \text{ MPa}$$

Và từ công thức (5.17) ta có:

$$\varepsilon_{\text{sd}(2)} = 0.0035(690-195)/195 = 0.00888 > \varepsilon_{\text{yd}} \text{ và } \sigma_{\text{sd}(2)} = f_{\text{yd}} = 435 \text{ MPa}$$

Diện tích tối thiểu của thép chịu kéo và chịu nén bổ sung tính theo các công thức (5.29) và (5.30), tương ứng như sau:

$$A_{s(2)} \geq \frac{(1150 - 833) \times 10^6}{435 \times (690 - 60)} = 1157 \text{ mm}^2$$

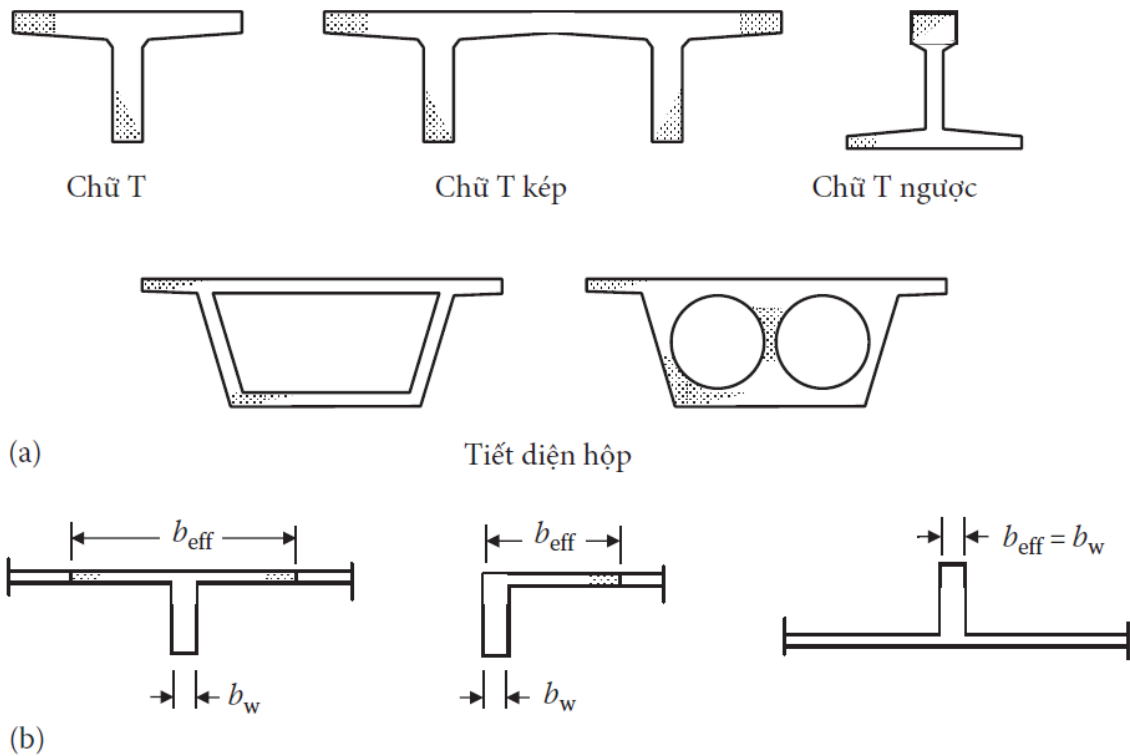
$$A_{s(1)} = \frac{1157 \times 435}{435} = 1157 \text{ mm}^2$$

Bố trí 4D20 trong vùng nén và 4D20 trong vùng kéo của tiết diện ($d_{s(1)} = 60 \text{ mm}$ và $d_{s(2)} = 690 \text{ mm}$)

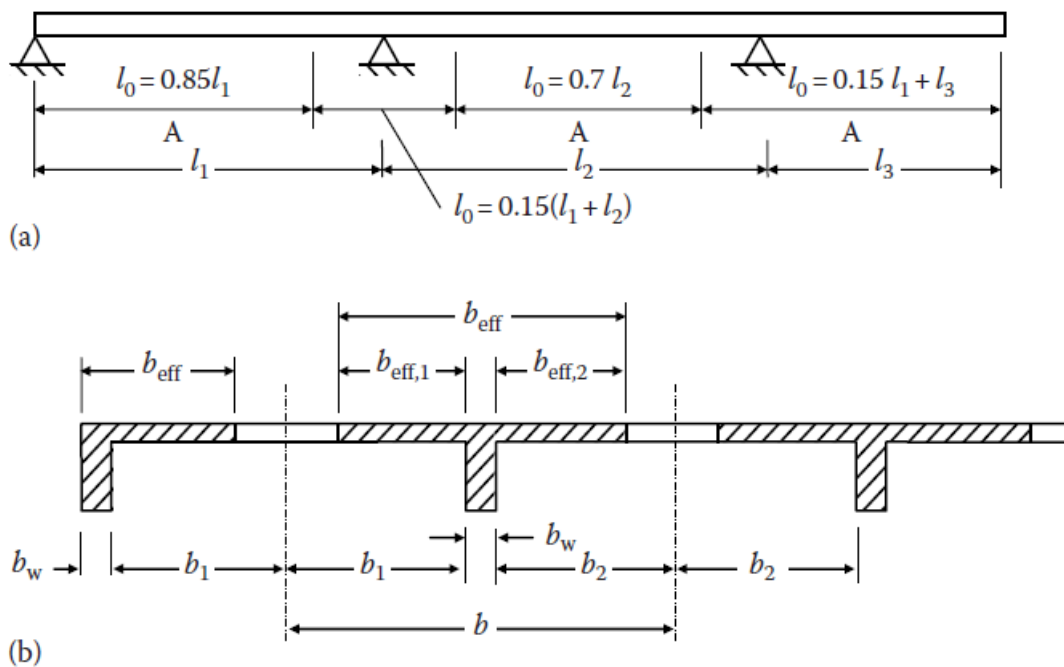
5.5. CẤU KIỆN CÓ CÁNH

Cấu kiện bê tông ứng suất trước có tiết diện ngang hình chữ I, T và hình hộp như trong Hình 5-10a thường được sử dụng trong thực tế. Trong các hệ sàn toàn khối, dầm được đổ toàn khối với sàn, như vậy một phần của bản sàn đóng vai trò như cánh trên hoặc cánh dưới của dầm (Hình 5-14b). Chiều rộng cánh hiệu quả b_{eff} (Hình 5-10b) được chọn sao cho ứng suất trên chiều rộng dầm có cánh có thể được coi là phân bố đều và b_{eff} phụ thuộc vào kích thước dầm,

sàn, nhịp; vào điều kiện liên kết gối tựa, dạng của tải trọng, sự phân bố và lượng cốt thép ngang trong bản sàn.



Hình 5-10 Các tiết diện có cánh điển Hình: (a) Đúc sẵn; (b) Toàn khối



Hình 5-11 Các tham số chiều rộng cánh hiệu quả: (a) Mặt đứng – định nghĩa của l_0 ; (b) Các tiết diện ngang dầm hiệu quả.

Tiêu chuẩn EN 1992-1-1 quy định chiều rộng bản cánh hiệu quả theo khoảng cách l_0 dọc theo dầm giữa các điểm có mô men bằng 0 (Hình 5-11a) và hình học của tiết diện ngang (Hình 5-11b) như sau:

$$\text{Với tiết diện chữ T:} \quad b_{\text{eff}} = b_{\text{eff},1} + b_{\text{eff},2} + b_w \quad (5.32)$$

$$\text{Với tiết diện chữ L:} \quad b_{\text{eff}} = b_{\text{eff},1} + b_w \quad (5.33)$$

trong đó:

$$b_{\text{eff},i} = 0.2b_i + 0.1l_0 \leq 0.2l_0 \quad (5.34)$$

Giá trị $b_{\text{eff},i}$ (Hình 5-11) không được vượt quá một nửa khoảng cách thông thủy tới dầm song song cạnh nó (tức là $b_{\text{eff},i} \leq b_i$). Khi tính toán kết cấu, có thể giả thiết rằng chiều rộng bản cánh hiệu quả không đổi trên toàn bộ nhịp và bằng với giá trị b_{eff} được xác định cho tiết diện giữa nhịp (vùng A được trong Hình 5-11a).

Có thể sử dụng cách tính toán độ bền uốn được giới thiệu ở Mục 5.3 để xác định độ bền uốn của các tiết diện không phải là hình chữ nhật. Trong trường hợp chiều cao vùng nén nhỏ hơn chiều dày bản cánh chịu nén, có thể áp dụng trực tiếp các công thức tính toán độ bền uốn cho tiết diện chữ nhật với b_{eff} là chiều rộng và λx là chiều cao vùng nén. Độ bền thiết kế M_{Rd} không bị ảnh hưởng bởi hình dạng của tiết diện bê tông bên dưới khối ứng suất nén và chỉ phụ thuộc vào diện tích và vị trí của cốt thép và cốt thép căng trong vùng chịu kéo. Nếu vùng bê tông chịu nén trên tiết diện ngang không phải hình chữ nhật, cần thay đổi các công thức tính toán giá trị và vị trí lực nén trong bê tông sử dụng cho tiết diện chữ nhật cho phù hợp.

Hình 5-12 minh họa phân bố ứng suất và biến dạng trên tiết diện chữ T chịu uốn. Nếu $\lambda x \leq t$ (như trong Hình 5-12a), vùng nén A_c là hình chữ nhật và cường độ chịu uốn của tiết diện chữ T tương đương với một tiết diện hình chữ nhật có chiều rộng b_{eff} có cùng lượng cốt thép chịu kéo bố trí ở vị trí tương ứng. Khi đó, có thể được sử dụng công thức (5.21) để tính toán độ bền uốn thiết kế của tiết diện chữ T với chiều cao trục trung hòa x được xác định theo công thức (5.19), và thay thế giá trị b trong mẫu số bằng b_{eff} .

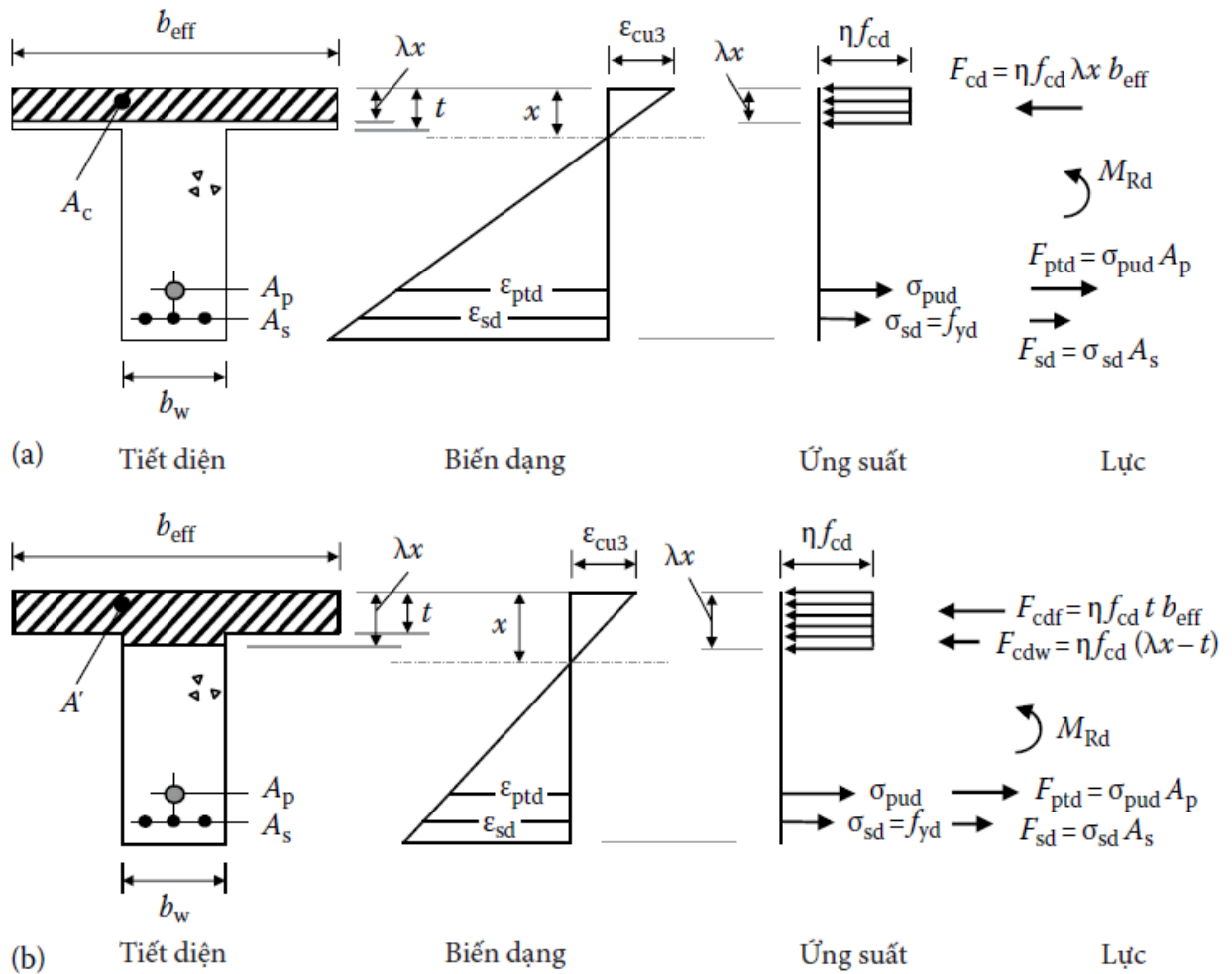
Nếu $\lambda x > t$, diện tích bê tông trong nén A_c có dạng hình chữ T (Hình 5-12b). Có thể coi ứng suất phân bố đều trên toàn diện tích A_c bằng ηf_{cd} .

Để thuận tiện có thể phân chia lực nén trong bê tông thành một lực trong vùng cánh F_{cdf} và một lực trong vùng sườn F_{cdw} như sau (Hình 5-12b):

$$F_{cdf} = \eta f_{cd} t b_{\text{eff}} \quad (5.35)$$

$$F_{cdw} = \eta f_{cd} (\lambda x - t) b_w \quad (5.36)$$

Bằng cách cân bằng các lực kéo và lực nén, chiều cao của trục trung hòa x có thể được xác định được bằng quy trình lặp đúng dần từ đó sẽ xác định được mô men bên thiết kế M_{Rd} .



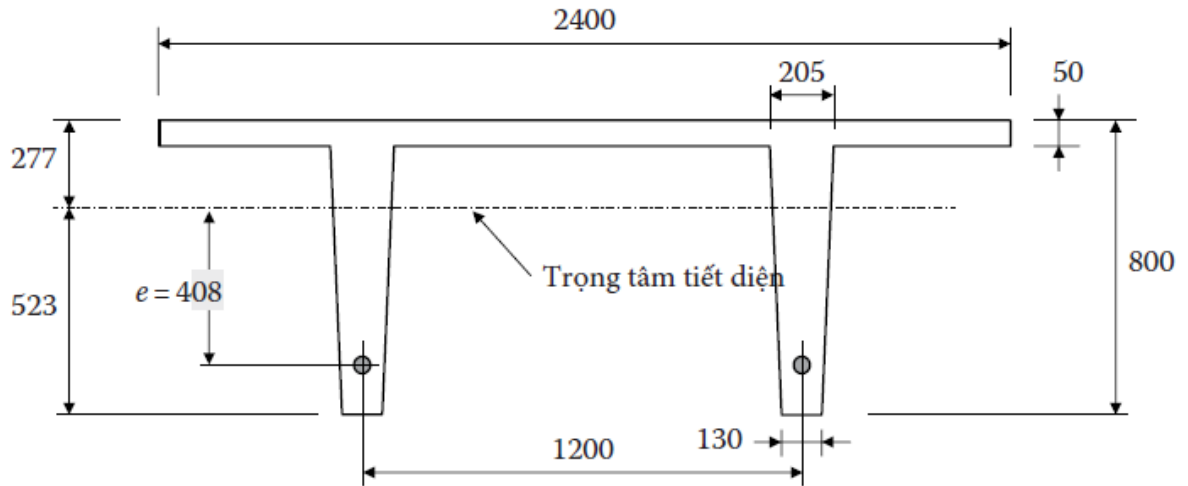
Hình 5-12 Độ bền uốn thiết kế của tiết diện cánh: (a) Khối ứng suất nén trong vùng cánh; (b) Khối ứng suất nén trong vùng cánh và sườn

VÍ DỤ 5.5

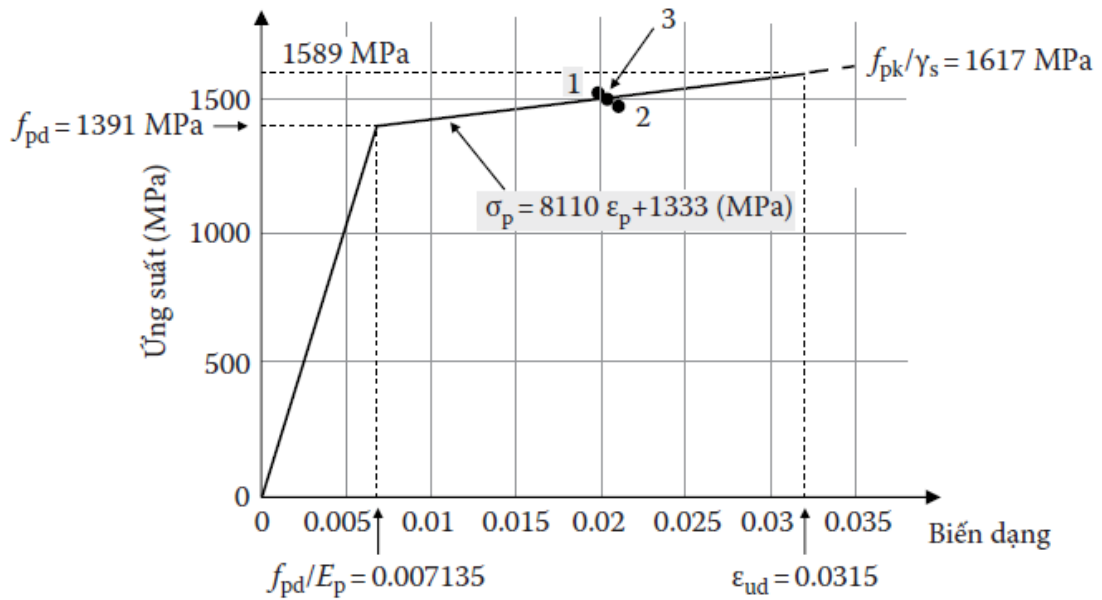
Xác định cường độ chịu uốn thiết kế của tiết diện chữ T kép được trên Hình 5-13. Tiết diện ngang được bố trí tổng cộng 26 sợi cốt thép căng đường kính 12.9 mm (hai bó cốt thép căng mỗi bó chứa 13 sợi) được bố trí dưới trọng tâm tiết diện một khoảng 408 mm.

Lực ứng suất trước hiệu quả $P_{m,t} = 3250$ kN. Quan hệ ứng suất - biến dạng của cốt thép căng được thể hiện trong Hình 5-14 và mô đun đàn hồi và cường độ chịu kéo của nó lần lượt là $E_p = 195,000$ MPa và $f_{pk} = 1,860$ MPa.

Các đặc trưng của tiết diện và vật liệu như sau: $A = 371 \times 10^3$ mm²; $I = 22.8 \times 10^9$ mm⁴; $Z_{btm} = 43.7 \times 10^6$ mm³; $Z_{top} = 82.5 \times 10^6$ mm³; $A_p = 26 \times 100 = 2600$ mm²; $f_{pd} = 1391$ MPa; $E_{cm} = 35000$ MPa; $f_{ck} = 40$ MPa; $f_{cd} = 26.67$ MPa; $\lambda = 0.8$ và $\eta = 1.0$.



Hình 5-13 Tiết diện chữ T kép, tất cả kích thước đo đơn vị mm (ví dụ 6.7)



Hình 5-14 Đường cong ứng suất - biến dạng cho cốt thép căng (Ví dụ 5.7)

Tính toán

Tính toán tương tự như trong Ví dụ 5.1, thành phần biến dạng trong cốt thép căng được xác định từ công thức (5.11) đến (5.14) như sau:

$$\varepsilon_{ce} = \frac{1}{35000} \left(\frac{3250 \times 10^3}{371 \times 10^3} + \frac{3250 \times 10^3 \times 408^2}{22.8 \times 10^9} \right) = 0.000928$$

$$\varepsilon_{pe} = \frac{3250 \times 10^3}{2600 \times 195000} = 0.00641$$

$$\varepsilon_{pid} = 0.0035 \left(\frac{685 - x}{x} \right)$$

Theo công thức (5.15) ta có:

$$\varepsilon_{pud} = 0.00734 + 0.0035 \left(\frac{685 - x}{x} \right)$$

Kiểm tra nhanh trạng thái cân bằng theo phương ngang cho thấy λx lớn hơn đáng kể so với chiều dày cánh là 50 mm. Điều này nghĩa là toàn bộ cánh trên và một phần phía trên của mỗi sườn đang chịu nén. Theo công thức (5.35) ta có:

$$F_{cdf} = 1.0 \times 26.667 \times 50 \times 2400 = 3200 \times 10^3 \text{ N}$$

Trong ví dụ này, phần sườn giảm dần và b_w thay đổi theo chiều cao. Chiều rộng của sườn ở chiều cao λx được tính theo:

$$b_{w\lambda x} = 210 - \lambda x / 10 = 210 - 0.08x$$

Do đó, lực nén trong sườn là:

$$F_{cdw} = 26.67 \times (0.8x - 50) \times \left(\frac{205 + b_{w\lambda x}}{2} \right) \times 2 = -17069x^2 + 8961.1x - 553400$$

Lực nén hệ quả là tổng của lực nén trong phần cánh và phần sườn:

$$F_{cd} = F_{cdf} + F_{cdw} = -17069x^2 + 9861.1x + 2647000$$

Lực kéo trong các cốt thép căng là:

$$F_{ptd} = 2600\sigma_{pud}$$

Cân bằng F_{cd} và F_{ptd} ta có:

$$\sigma_{pud} = -0.0006565x^2 + 3.4466x + 1018.1$$

Xác định x bằng phương pháp lặp đúng dần, các điểm kết quả được lập bảng và được vẽ trên các đường ứng suất - biến dạng trong Hình 5-14:

Giá trị thử của x (mm)	ε_{pud}	σ_{pud} (MPa)	Điểm trên đồ thị
150	0.0198	1520	1
140	0.0210	1488	2
144	0.0205	1500	3

Do điểm 3 nằm đủ gần với đường cong ứng suất - biến dạng cho cốt thép căng, nên lấy x bằng 144 mm.

Chiều cao vùng nén $\lambda x = 115,2$ mm, lớn hơn chiều dày cánh (như đã giả thiết trước đó). Các lực cân bằng trên tiết diện ngang bằng:

$$F_{cd} = F_{pid} = 2600 \times 1500 \times 10^{-3} = 3900 \text{ kN}$$

Trong trường hợp này $x = 0.210d_p < 0.3d_p$ do đó phá hoại có thể được coi là dẻo. Lực nén trong cánh $F_{cdf} = 3200 \text{ kN}$ đặt tại vị trí cách mép trên của dầm 25 mm và lực nén trong sườn $F_{cdw} = 700 \text{ kN}$ đặt tại tâm các diện tích hình thang của các sườn ở trên λx , tức là 82.4 mm kể từ mép trên cùng.

Bằng cách lấy các mô men của các nội lực nén với cao độ của cốt thép căng, ta có:

$$M_{Rd} = 3200 \times (685 - 25) \times 10^{-3} + 700 \times (685 - 82.4) \times 10^{-3} = 2534 \text{ kNm}$$

5.6. CẤU KIỆN BÊ TÔNG ỨNG SUẤT TRƯỚC SỬ DỤNG CỐT THÉP CĂNG KHÔNG BÁM DÍNH

Trong kết cấu bê tông ứng suất trước căng sau, khi cốt thép căng không bám dính với bê tông, ứng suất giới hạn trong cốt thép căng σ_{pu} nhỏ hơn đáng kể so với cốt thép căng có bám dính và biến dạng cuối cùng trong cốt thép căng không bám dính cũng khó được xác định chính xác so với cốt thép căng có bám dính. Độ bền chịu uốn của tiết diện có chứa các cốt thép căng không bám dính có thể chỉ đạt mức 75% so với tiết diện cốt thép căng có bám dính tương đương.

Cốt thép căng không bám dính không bị hạn chế bởi bê tông dọc theo chiều dài của nó, cho phép sự trượt giữa cốt thép căng và ống gen luôn cốt thép căng xảy ra khi tải trọng ngoài tác dụng và khi cấu kiện biến dạng. Biến dạng cốt thép căng không dính bám phân bố đều hơn dọc theo chiều dài của cấu kiện và có xu hướng thấp hơn ở các vùng có mô men lớn nhất so với cốt thép căng bám dính. Độ bền chịu uốn thiết kế của tiết diện có thể đạt được trước khi ứng suất trong cốt thép căng không bám dính đạt đến giới hạn chảy. Đối với các cấu kiện không bố trí cốt thép bám dính, vấn đề kiểm soát nứt nếu có sẽ trở nên phức tạp hơn, nếu xảy ra nứt do uốn, số lượng vết nứt trong vùng chịu kéo ít hơn, nhưng vết nứt lớn hơn so với cấu kiện chứa cốt thép bám dính.

Để xác định sự gia tăng ứng suất thiết kế trong một cốt thép căng không bám dính ở trạng thái giới hạn cực hạn $\Delta\sigma_p$, cần xem xét biến dạng của toàn bộ cấu kiện bằng cách sử dụng các giá trị trung bình của các đặc trưng vật liệu. Giá trị thiết kế của ứng suất tăng là $\Delta\sigma_{pd} = \Delta\sigma_p \gamma_{\Delta P}$. Khi phân tích phi tuyến được thực hiện, hệ số an toàn riêng phần $\gamma_{\Delta P}$ được lấy bằng 1.2 khi giá trị đặc trưng cận trên của $\Delta\sigma_{pd}$ là bắt buộc, và lấy bằng 0.8 khi giá trị đặc trưng cận dưới của $\Delta\sigma_{pd}$ là bắt buộc. Nếu phân tích tuyến tính được áp dụng, với các đặc trưng của tiết diện không bị nứt, biến dạng cấu kiện tính toán thường sẽ đánh giá thấp các biến dạng thực tế và tiêu chuẩn EN 1992-1-1 cho phép $\gamma_{\Delta P}$ được lấy là 1.0 và $\Delta\sigma_{pd} = \Delta\sigma_p$

Nếu không có tính toán chi tiết về sự thay đổi độ dài của cốt thép căng, EN 1992-1-1 cho phép ứng suất trong cốt thép căng ở trạng thái giới hạn cực hạn được giả sử bằng với ứng suất hiệu quả (sau tất cả tổn hao) cộng với $\Delta\sigma_{p,ULS} = 100 \text{ MPa}$.

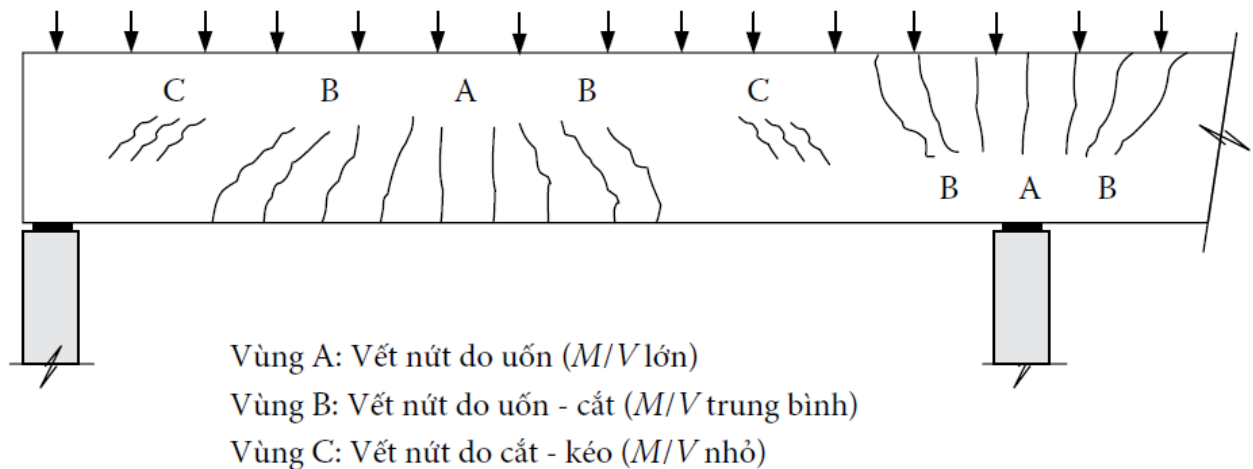
Để đảm bảo độ chắc chắn và đồng thời cũng để kiểm soát nứt, trong thực hành tốt nhất nên sử dụng cốt thép không căng chịu kéo có bám dính ở các cấu kiện trong đó các cốt thép căng ứng suất trước căng sau sẽ duy trì không bám dính trong một thời gian đáng kể trong và sau khi xây dựng.

Chương 6. TÍNH TOÁN DÀM THEO ĐỘ BỀN CHỊU CẮT VÀ CHỊU XOẴN

6.1. KHÁI QUÁT CHUNG

Khi dầm bê tông cốt thép chịu tải trọng lớn, các vết nứt trong dầm có thể xuất hiện theo các dạng A,B,C như trong Hình 6-1.

Sự kết hợp giữa mô men uốn và lực cắt gây ra ứng suất kéo chính theo phương xiên góc so với trục cấu kiện, làm bê tông bị nứt xiên. Cốt thép dọc, cốt thép đai và/hoặc cốt xiên đi ngang qua vết nứt xiên chịu các lực kéo trong phần sườn của dầm và chống lại sự mở rộng vết nứt.



Hình 6-1 Các loại vết nứt khi dầm quá tải

Trong dầm bê tông ứng suất trước, lực nén trước theo phương trục dầm làm chậm sự hình thành các vết nứt trong dầm. Nhờ ứng suất nén trước theo phương trục dầm mà góc nghiêng của các vết nứt xiên giảm xuống, làm tăng hiệu quả chịu lực của cốt thép ngang trên tiết diện nghiêng và do vậy làm tăng khả năng chịu lực cắt của dầm.

Trường hợp cốt thép căng nghiêng một góc θ_p , thành phần thẳng đứng P_v của ứng suất trước ($P_v = P \sin \theta_p \approx P \theta_p$) thường tác động theo hướng ngược với hướng tải trọng gây ra lực cắt. Do vậy, khả năng chịu cắt thiết kế V_{Ed} của tiết diện giảm đi khi có ứng suất trước:

$$V_{Ed} = V_{loads} - P_v \quad (6.1)$$

Như vậy, ứng suất trước làm tăng khả năng chịu cắt của dầm bê tông cốt thép.

6.2. TÍNH TOÁN DÀM THEO ĐỘ BỀN CHỊU CẮT

6.2.1. Cấu kiện không bố trí cốt thép chịu cắt

Độ bền chịu cắt thiết kế của cấu kiện không bố trí cốt thép chịu cắt $V_{Rd,c}$ là tải trọng cần thiết để gây ra vết nứt xiên đầu tiên. Trong các vùng của dầm mà lực cắt thiết kế $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ thì không cần tính toán bố trí cốt thép chịu cắt. Các yếu tố cơ bản kiểm soát độ bền chịu cắt của

các cấu kiện không bố trí cốt thép chịu cắt là cường độ bê tông, hàm lượng cốt thép và chiều cao tiết diện cấu kiện, được tính toán cho cấu kiện bị nứt và chưa nứt như sau.

Theo EN 1992-1-1, giá trị thiết kế của độ bền chịu cắt $V_{Rd,c}$ (tính bằng N) trong cấu kiện bê tông ứng suất trước bị nứt do uốn được tính theo công thức:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100r_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 s_{cp}] b_w d^3 (v_{min} + k_1 s_{cp}) b_w d \quad (6.2)$$

trong đó:

f_{ck} tính bằng MPa;

$k = 1 + \sqrt{200/d}$ (d tính bằng mm);

$r_1 = A_{s1} / (b_w d) \leq 0,02$;

A_{s1} là diện tích của cốt thép dọc chịu kéo, được kéo dài thêm ít nhất $(l_{bd} + d)$ ra khỏi vị trí tiết diện xem xét;

b_w là chiều rộng nhỏ nhất của mặt cắt ngang trong vùng chịu kéo (tính bằng mm);

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0.2f_{cd}$ (tính bằng MPa);

N_{Ed} là độ lớn của lực nén dọc trục trên mặt cắt do tải trọng thiết kế và ứng suất trước (tính bằng N);

A_c (mm²) là diện tích mặt cắt ngang bê tông;

$C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_c = 0.12$ cho tải trọng liên tục và tạm thời;

$k_1 = 0.15$ và

$v_{min} = 0.035k^{1.5} f_{ck}^{0.5}$.

Trong các đoạn dầm không bị nứt (ứng suất kéo ở thớ cực hạn nhỏ hơn $f_{ctk,0.05} / \gamma_c$), độ bền chịu cắt thiết kế được xác định như sau:

$$V_{Rd,c} = \frac{I b_w}{S} \sqrt{(f_{ctd})^2 + \alpha_1 f_{ctd}} \quad (6.3)$$

trong đó:

I là mô men quán tính của tiết diện;

b_w là chiều rộng của mặt cắt ngang tại trục trung tâm (cho phép sự có mặt của các ống gen luân cấp);

S là mô men tĩnh của diện tích trên so với trục trung tâm;

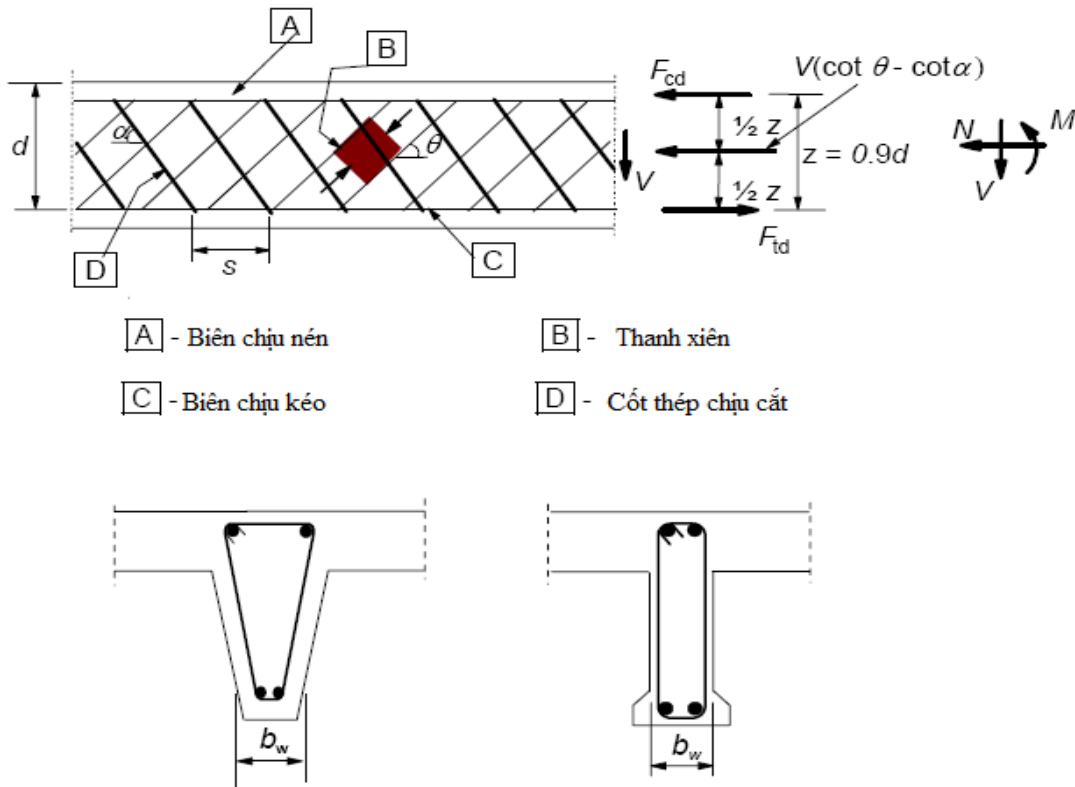
$\alpha_1 = l_x / l_{pt2} \leq 1.0$ cho cấu kiện chịu kéo trước và $\alpha_1 = 1.0$ cho các loại cấu kiện ứng suất trước khác;

- l_x là khoảng cách của mặt cắt được xem xét từ điểm bắt đầu chiều dài truyền ứng suất;
- σ_{cp} là độ lớn của ứng suất nén trong bê tông tại trục trung tâm do tải trọng dọc trục và / hoặc ứng suất trước ($\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ tính bằng MPa);
- l_{pt2} là giới hạn trên của chiều dài truyền ($l_{pt2} = 1,2l_{pt}$).

6.2.2. Cấu kiện có bố trí cốt thép chịu cắt

6.2.2.1. Mô hình giàn

EN 1992-1-1 giới thiệu một phương pháp thiết kế chịu cắt dựa trên mô hình giàn (Hình 6-2). Phương pháp này cho phép tìm được các phương án kinh tế về lượng cốt thép chịu cắt, nhưng đổi lại cần phải cung cấp thêm độ dài neo cho cốt thép chịu kéo trên mức yêu cầu của thiết kế chịu uốn.



Hình 6-2 Mô Hình giàn cho tính toán dầm chịu cắt

Ứng xử của dầm sau khi nứt được giải thích bằng mô hình giàn, trong đó, các thanh giàn chịu nén và chịu kéo lớp trên và dưới dầm lần lượt là bê tông trong vùng nén và thép chịu kéo. Các thanh giàn còn lại liên kết thanh giàn trên và dưới là các phần tử thép chịu kéo và thanh chống' bê tông ảo. Giàn ảo có thể được sử dụng để thấy được dòng truyền lực trong một dầm sau khi bị nứt xiên.

Ở trạng thái cực hạn, phá hoại do cắt có thể bắt đầu khi cốt thép đai bị chảy dẻo. Nếu trong sườn dầm có bố trí một lượng lớn cốt thép thì phá hoại nén vỡ của thanh chống bê tông chịu nén sẽ xảy ra. Người ta hạn chế phá hoại nén vỡ bằng cách đặt giới hạn trên cho lượng cốt thép ở sườn dầm. Đôi khi phá hoại cắt có thể xảy ra sớm do các cốt thép đai không đủ neo. Khi cấu tạo cốt thép cần chú ý chi tiết neo để đảm bảo cốt thép đai phát triển đầy đủ khả năng chịu kéo để một vết nứt xiên có thể cắt ngang qua điểm bất kỳ trên nhánh đai đứng.

6.2.2.2. Độ bền chịu cắt thiết kế V_{Rd}

Ở trạng thái giới hạn giới hạn cực hạn, theo EN 1992-1-1 độ bền chịu cắt thiết kế V_{Rd} được tính toán dựa trên mô Hình giàn từ đóng góp của ba giá trị thiết kế:

$$V_{Rd} = V_{Rd,s} + V_{ccd} + V_{td} \quad (6.4)$$

Trong đó:

$V_{Rd,s}$ là thành phần lực ngang do cốt thép chịu cắt;

V_{ccd} là thành phần lực ngang do thanh chịu nén xiên;

V_{td} là thành phần lực ngang do cốt thép dọc chịu kéo (và chỉ khác không khi cốt thép chịu kéo theo phương xiên).

Mô hình giàn được thể hiện trên Hình 6-2, trong đó F_{cd} là giá trị thiết kế của lực nén theo phương dọc trục của cấu kiện, F_{td} là giá trị thiết kế lực kéo trong thanh ngang chịu kéo, θ là góc giữa thanh chống chịu nén và trục dọc, α là góc giữa cốt thép chịu cắt và trục dọc và z là khoảng cách đứng giữa các thanh ngang chịu nén và kéo và có thể lấy $z = 0,9d$. Tiêu chuẩn EN 1992-1-1 đưa ra yêu cầu giới hạn cho góc θ_v :

$$1 \leq \cot \theta \leq 2.5 \quad (6.5)$$

Đối với cấu kiện có cốt thép chịu cắt thẳng đứng, khả năng chịu cắt V_{Rd} là giá trị nhỏ hơn của:

$$V_{Rd,s} = A_{sw} f_{ywd} \frac{z \cot \theta_v}{s} \quad (6.6)$$

và

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} b_w z V_1 f_{cd}}{(\cot \theta_v + \tan \theta_v)} \quad (6.7)$$

Trong các công thức (6.6) và (6.7):

A_{sw} là diện tích mặt cắt ngang của mỗi đai;

f_{ywd} là cường độ chảy dẻo thiết kế của cốt thép chịu cắt;

b_w là chiều rộng tối thiểu của mặt cắt ngang tiết diện giữa các thanh ngang chịu kéo và nén [cho phép có ống lồng đặt cốt thép căng ở trong sườn - xem các công thức (6.23) và (6.24)];

v_1 là một hệ số giảm cường độ cho bê tông bị nứt do cắt:

$$v_1 = 0.6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \quad (6.8)$$

Nếu ứng suất cắt thiết kế trong cốt thép chịu cắt nhỏ hơn $0.8f_{yk}$, thì v_1 có thể lấy như sau:

$$v_1 = 0,6 \quad \text{đối với bê tông có } f_{ck} \leq 60MPa \quad (6.9)$$

$$v_1 = 0,9 - f_{ck} / 200 > 0,5 \quad \text{đối với bê tông có } f_{ck} > 60MPa \quad (6.10)$$

Nếu v_1 được xác định theo (6.9) hoặc (6.10) thì f_{ywd} trong (6.6) được giảm xuống thành $0,8f_{ywd}$.

Hệ số α_{cw} tính đến trạng thái ứng suất trong thanh ngang chịu nén. $\alpha_{cw} = 1,0$ cho các cầu kiện không ứng suất trước. Đối với các cầu kiện ứng suất trước:

$$\alpha_{cw} = (1 + \sigma_{cp} / f_{cd}) \leq 1.25 \quad \text{khi } 0 < \sigma_{cp} \leq 0.5f_{cd} \quad (6.11)$$

$$\alpha_{cw} = 2.5(1 - \sigma_{cp} / f_{cd}) \quad \text{khi } 0.5f_{cd} < \sigma_{cp} < 1.0 \quad (6.12)$$

Trong đó σ_{cp} là ứng suất nén trung bình (lấy dấu dương) trong bê tông do lực dọc tính toán gây ra, có thể lấy giá trị trung bình trên tiết diện bê tông khi tính cốt thép. Giá trị σ_{cp} không cần tính toán tại tiết diện có khoảng cách nhỏ hơn $0,5d \cdot \cot \theta$ tính từ mặt gối tựa.

Đối với cầu kiện có cốt thép chịu cắt nghiêng một góc α , khả năng chịu cắt V_{Rd} là giá trị nhỏ hơn trong hai giá trị sau:

$$V_{Rd,s} = A_{sw} f_{ywd} \frac{z(\cot \theta_v + \cot \alpha)}{s} \quad (6.13)$$

và

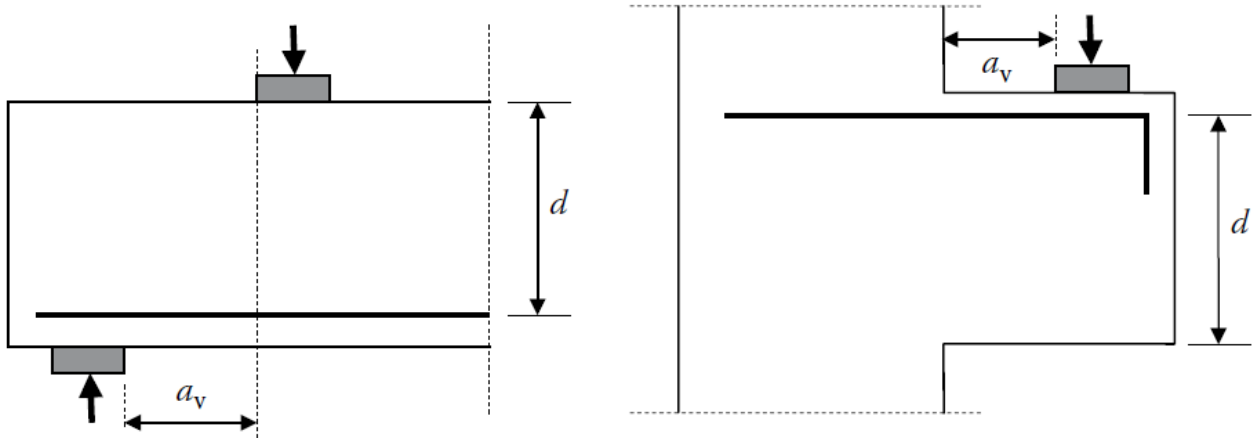
$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} b_w z v_1 (\cot \theta_v + \cot \alpha)}{(1 + \cot^2 \theta_v)} \quad (6.14)$$

6.2.3. Độ bền chịu cắt ở gần gối tựa

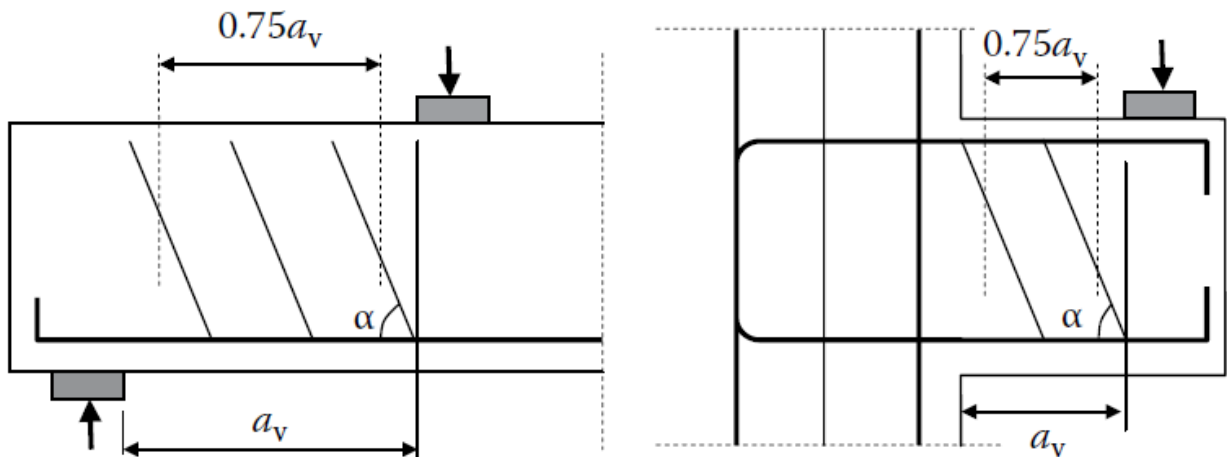
Với các cầu kiện ngắn như vai cột hoặc dầm chịu tải trọng tác dụng tương đối gần gối tựa ($a_v \leq 2d$), một phần đáng kể tải trọng gần gối tựa được chuyển lên gối tựa qua thanh chống xiên. Khi đó ảnh hưởng của những tải trọng này được kể đến bằng cách nhân lực cắt thiết kế V_{Ed} với hệ số $\beta = a_v / (2d^3) \geq 0.25$, trong đó a_v được xác định như trên Hình 6-3. Và lực cắt V_{Ed} sau khi được giảm xuống phải thỏa mãn điều kiện:

$$V_{Ed} \leq A_{sw} f_{ywd} \sin \alpha \quad (6.15)$$

trong đó $A_{sw} f_{ywd}$ là độ bền của các cốt thép chịu cắt trong phạm vi $0.75a_v$ của a_v , như trên Hình 6-4. Hệ số giảm β chỉ được sử dụng để tính toán cốt thép chịu cắt khi các cốt thép dọc được neo đầy đủ tại gối tựa.



Hình 6-3 Tải trọng gần gối tựa



Hình 6-4 Cốt thép chịu cắt khi nhịp chịu cắt ngăn với thanh chống truyền lực lên gối tựa

Giá trị V_{Ed} được tính toán không có hệ số giảm β phải thỏa mãn điều kiện:

$$V_{Ed} \leq 0.3b_w d f_{cd} \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \quad (6.16)$$

6.2.4. Một số quy định khác

6.2.4.1. Diện tích cốt thép chịu cắt lớn nhất

Hàm lượng cốt thép chịu cắt lớn nhất được tiêu chuẩn EN 1992-1-1 quy định như sau:

- Trường hợp cốt thép chịu cắt theo phương đứng ($\alpha = 90^\circ$):

$$\frac{A_{sw,max}}{s} = \frac{\alpha_{cw} b_w v_1 f_{cd}}{2 f_{ywd}} \quad (6.17)$$

- Trường hợp cốt thép chịu cắt theo phương xiên ($0 < \alpha < 90^\circ$):

$$\frac{A_{sw,max}}{s} = \frac{\alpha_{cw} b_w v_1 f_{cd}}{2 f_{ywd} \sin \alpha} \quad (6.18)$$

6.2.4.2. Diện tích cốt thép chịu cắt nhỏ nhất

Hàm lượng cốt thép chịu cắt không được nhỏ hơn hàm lượng tối thiểu:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{(s b_w \sin \alpha)} \geq \rho_{min} \quad (6.19)$$

trong đó:

$$\rho_{min} = \frac{0.08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (6.20)$$

Từ đó ta có lượng cốt thép chịu cắt tối thiểu là:

$$\frac{A_{sw,min}}{s} = \frac{0.08 b_w \sin \alpha \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (6.21)$$

6.2.4.3. Khoảng cách lớn nhất giữa các cốt đai

Tiêu chuẩn EN 1992-1-1 quy định khoảng cách lớn nhất giữa các cốt thép đai như sau:

$$s_{l,max} = 0.75d(1 + \cot \alpha) \quad (6.22)$$

6.2.4.4. Bề rộng dầm danh nghĩa

Khi sườn có chứa ống lồng được bơm vữa với đường kính ngoài $\phi > b_w / 8$, khả năng chịu cắt $V_{Rd,max}$ phải được tính toán trên cơ sở chiều dày danh nghĩa của sườn:

$$b_{w,nom} = b_w - 0.5 \Sigma \phi \quad (6.23)$$

trong đó ϕ là đường kính ngoài của ống lồng và $\Sigma \phi$ được xác định đối với cao độ bất lợi nhất trên mặt cắt ngang.

Đối với ống lồng bằng kim loại có bơm vữa có $\phi < b_w / 8$, $b_{w,nom} = b_w$.

Đối với ống lồng không bơm vữa, ống lồng bằng nhựa có bơm vữa và thanh căng không bám dính, chiều rộng danh nghĩa của sườn được xác định:

$$b_{w,nom} = b_w - 1,2 \Sigma \phi \quad (6.24)$$

Giá trị 1,2 trong (6.24) nhằm tính đến sự nứt tách dải bê tông do kéo ngang và có thể giảm xuống 1,0 nếu bố trí đầy đủ cốt thép ngang.

6.2.4.5. Lực kéo dọc bổ sung

Lực kéo bổ sung ΔF_{td} trong cốt thép dọc do lực cắt V_{Ed} được tính toán như sau:

$$\Delta F_{td} = 0.5V_{Ed} (\cot\theta_v - \sin\alpha) \quad (6.25)$$

Lực trong cốt thép chịu kéo $(M_{Ed} / z) + \Delta F_{td}$ không được lớn hơn $(M_{Ed,max} / z)$, trong đó $M_{Ed,max}$ là mô men lớn nhất dọc theo trục dầm.

EN 1992-1-1 yêu cầu bố trí cốt thép dọc chịu uốn cấu tạo ở tiết diện trên đoạn kéo dài a_1 dọc theo dầm theo chiều tăng của lực cắt.

Đối với các dầm không có cốt thép chịu cắt, lấy $a_1 = d$.

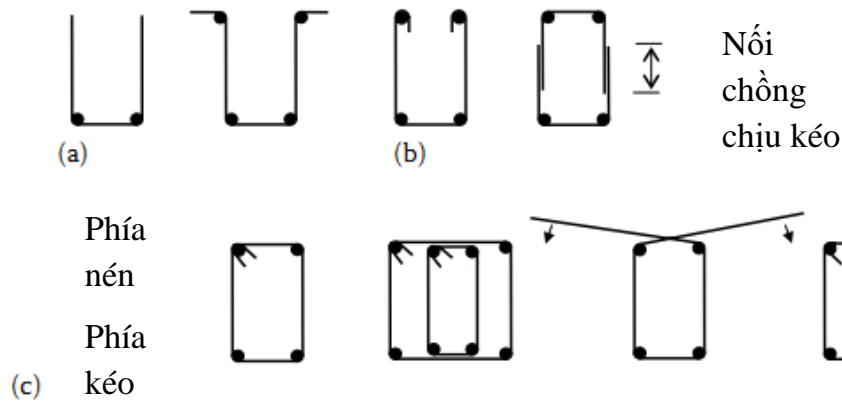
Đối với các cấu kiện có cốt thép chịu cắt:

$$a_1 = z(\cot\theta_v - \cot\alpha) / 2 \quad (6.26)$$

6.2.4.6. Một số yêu cầu cấu tạo

Các thanh thép dọc có đường kính lớn hơn nên được đưa vào các góc của thép đai. Móc đai phải được đặt ở phía chịu nén của dầm. Đai đầu tiên của một nhịp nên được đặt trong phạm vi 50 mm tính từ mặt của gối tựa. Trong thực hành, tính toán lượng cốt thép chịu cắt cần thiết tại bất kỳ mặt cắt ngang nào được bố trí tại một khoảng cách h từ mặt cắt ngang đó theo hướng lực cắt giảm (h là chiều cao tổng thể của cấu kiện). Vị trí uốn trong các thanh được sử dụng làm đai cần kín và tiếp xúc, thanh thép dọc có đường kính không nhỏ hơn đường kính của thép đai.

Hình 6-5 minh họa một số hình dạng đai thỏa mãn yêu cầu và chưa đạt yêu cầu. Nhìn chung, móc đai phải được uốn một góc ít nhất 135° . Uốn móc 90° sẽ không hiệu quả nếu bị mất lớp bảo vệ và không cung cấp đủ neo. Không nên sử dụng các móc đai uốn 90° khi đoạn móc nằm trong phạm vi 50 mm đến bề mặt bê tông.



Hình 6-5 Các Hình dạng của đai: (a) Không nên sử dụng; (b) Chấp nhận trong một số trường hợp; (c) Nên sử dụng

Ngoài việc chịu lực kéo gây ra bởi lực cắt và kiểm soát các vết nứt xiên ở sườn, các đai kín cũng làm tăng độ dẻo của dầm nhờ hiệu ứng bó hông của bê tông vùng nén. Trong các dầm bê tông ứng suất trước các đai hở như Hình 6-5 không có hiệu ứng bó bê tông chịu nén, không nên dùng cho dầm chịu tải lớn và khi có yêu cầu bó bê tông vùng chịu nén để cải thiện độ dẻo.

Trong thực hành nên sử dụng các cốt thép đai được neo đủ, ngay cả trong vùng có lực cắt nhỏ, đặc biệt khi lượng cốt thép chịu kéo tương đối lớn và có yêu cầu độ dẻo cho tiết diện dầm. EN 1992-1-1 khuyến nghị rằng nếu tính toán không yêu cầu cốt thép chịu cắt, thì vẫn cần bố trí cốt thép chịu cắt tối thiểu [theo công thức (6.21)]. Có thể bỏ qua cốt thép chịu cắt tối thiểu trong các bản sàn là các cấu kiện có phân phối tải trọng ngang và trong các cấu kiện ít quan trọng, không đóng góp vào độ bền tổng thể và ổn định của kết cấu.

6.3. QUY TRÌNH TÍNH TOÁN DẦM CHỊU CẮT

Tính toán dầm bê tông ứng suất trước chịu cắt cho trường hợp sử dụng cốt thép đai đứng có thể được thực hiện theo các bước như sau:

1. Tính toán lực cắt thiết kế V_{Ed} dọc theo nhịp dầm. Giá trị lớn nhất được xác định không gần hơn d từ mặt của gối tựa.
2. Tính toán khả năng chịu cắt của bê tông không cốt thép $V_{Rd,c}$ theo công thức (6.2) đối với tiết diện bị nứt do uốn và theo công thức (6.3) đối với tiết diện không bị nứt do uốn.
3. Nếu $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$, thì cốt thép chịu cắt chỉ cần đặt tối thiểu theo công thức (6.20). Chuyển đến bước 6.
4. Nếu $V_{Ed} > V_{Rd,c}$ thì bố trí cốt thép chịu cắt theo tính toán để chịu lực cắt V_{Ed} .

Tính $V_{Rd,max,1}$ theo công thức (6.14) [hoặc công thức (6.7) đối với trường hợp cốt thép đai đứng] với $\cot \theta = 1.0$.

Tính $V_{Rd,max,2.5}$ theo công thức (6.14) [hoặc công thức (6.7) đối với trường hợp cốt thép đai đứng] với $\cot \theta = 2.5$.

Nếu $V_{Ed} > V_{Rd,max,1}$, tiết diện không đủ và thiết kế lại sau khi tăng kích thước tiết diện và / hoặc tăng cường độ bê tông.

Nếu $V_{Ed} < V_{Rd,max,2.5}$, lấy $\cot \theta = 2.5$, tức là $\theta_v = 22^\circ$

Nếu $V_{Ed} > V_{Rd,max,2.5}$, thì θ có thể được ước tính bằng cách sử dụng:

$$\theta = 21.8 + 23.2 \frac{V_{Ed} - V_{Rd,max,2.5}}{V_{Rd,max,1} - V_{Rd,max,2.5}} \quad (6.27)$$

5. Xác định lượng cốt thép chịu cắt bằng cách sử dụng giá trị θ được xác định trong bước 4 và công thức (6.13) [hoặc công thức (6.6) đối với trường hợp cốt thép đai đứng], bằng cách thỏa mãn yêu cầu cường độ $V_{Ed} \leq V_{Rd,s}$. Nếu sử dụng cốt thép đai đứng, kết hợp các công thức (6.4) và (6.6) ta có:

$$V_{Ed} \leq A_{sw} f_{ywd} \frac{z \cot \theta_v}{s} + V_{ccd} + V_{td}$$

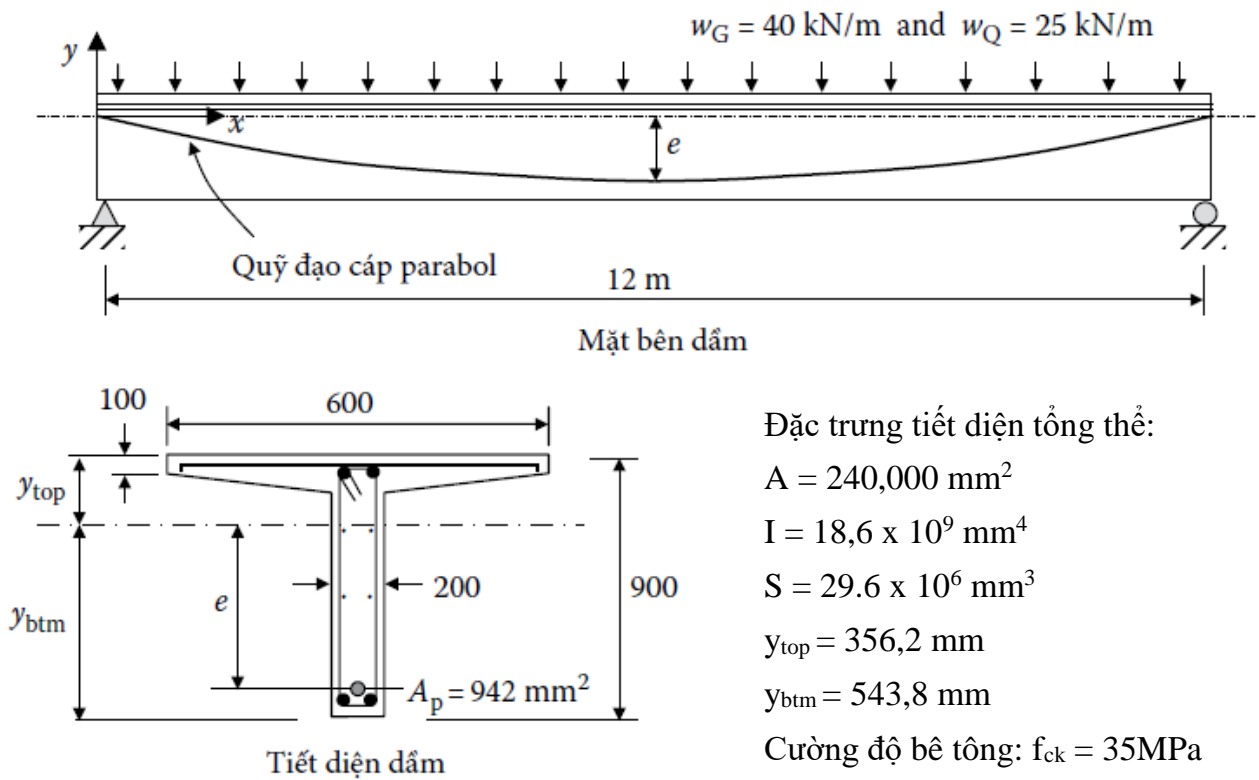
Lượng cốt thép đai yêu cầu:

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{Ed} - V_{ccd} - V_{td}}{f_{ywd} z \cot \theta_v} \quad (6.28)$$

6. Khoảng cách lớn nhất giữa các cốt thép đai được xác định theo công thức (6.22).

VÍ DỤ 6.1

Tính toán cốt thép chịu cắt cho dầm bê tông ứng suất trước căng sau như trên Hình 6-6 (sử dụng các đai có đường kính 10 mm, mỗi đai có hai nhánh và $f_{yk} = 500$ MPa). Dầm đơn giản vượt nhịp 12 m và chịu tải trọng phân bố đều, bao gồm hoạt tải tác dụng $w_Q = 25$ kN/m và tải trọng thường xuyên $w_G = 40$ kN/m (đã bao gồm trọng lượng bản thân của dầm). Dầm được tạo ứng suất trước bằng cáp, quỹ đạo parabol, có bám dính với độ lệch tâm bằng 425 mm ở giữa nhịp và bằng 0 ở các đầu gối tựa. Diện tích cốt thép căng là $A_p = 1100$ mm² và đường kính ống gen kim loại là 90 mm. Lực ứng suất trước được xem là không đổi trên toàn chiều dài dầm và có giá trị là 1250 kN. Lớp bảo vệ bê tông tới cốt thép là 40mm. Cấp cường độ bê tông C35/45.



Hình 6-6 Dầm bê tông ứng suất trước (Ví dụ 6.1)

Tính toán:

Tổ hợp tải trọng thiết kế cho trạng thái giới hạn về độ bền:

$$w_{Ed} = 1.35w_G + 1.5w_Q = 1.35 \times 40 + 1.5 \times 25 = 91.5 \text{ kN/m}$$

Tại vị trí cách gối A một đoạn x (m), lực cắt thiết kế V_{Ed} là lực cắt gây ra với w_{Ed} trừ đi thành phần thẳng đứng của ứng lực trước ở điểm này, theo đó:

$$V_{Ed} = 549 - 91.5x - P_v(x) \text{ và } M_{Ed} = 549x - 45.75x^2$$

Khoảng cách của cáp ứng suất trước quỹ đạo parabol bên dưới trục trung tâm của tiết diện tại x (m) từ A và độ dốc của cáp tại điểm đó là:

$$y = -1.7 \left[\frac{x}{12} - \left(\frac{x}{12} \right)^2 \right] \text{ và } y' = -\frac{1.7}{12} \left(1 - \frac{x}{6} \right)$$

Với lớp bảo vệ 40 mm, cốt thép đai đường kính 10 mm và cốt thép lớp dưới đường kính 20 mm chịu kéo, chiều cao đến trọng tâm của cốt thép chịu kéo là $d = 900 - 40 - 10 - 10 = 840$ mm; cánh tay đòn giữa các thanh ngang chịu nén và kéo được xấp xỉ bằng:

$$z = 0.9d = 756\text{mm}$$

Trong Bảng 6.1 là kết quả tính toán cốt thép đai tại một số tiết diện dọc theo chiều dài dầm, còn dưới đây là các tính toán ví dụ cho các tiết diện cách gối 0,75 m và 1,5m.

Các số liệu cho trước:

$$b_{w,nom} = b_w - 0,5 \Sigma \phi = 145 \text{ mm};$$

$$f_{ck} = 35 \text{ Mpa}; f_{cd} = 23.33 \text{ Mpa}; f_{ctd} = 1.47 \text{ Mpa}; f_{ywd} = 435 \text{ MPa}.$$

Xác định σ_{cp} :

$$\sigma_{cp} = \frac{1250000}{240000} = 5,20 \text{ MPa} < 0,5 f_{cd} = 11,67 \text{ MPa}$$

Theo công thức (6.11) ta có $\alpha_{cw} = 1.25$ và theo công thức (6.10):

$$v_1 = 0.6 \times (1 - 35/250) = 0.516.$$

Cốt thép chịu cắt tối đa và tối thiểu được xác định theo các công thức (6.17) và (6.21):

$$\frac{A_{sw,max}}{s} = \frac{1.25 \times 145 \times 0.516 \times 23.33}{2 \times 435 \times 1.0} = 2.51$$

$$\frac{A_{sw,min}}{s} = \frac{0.08 \times 145 \times 1.0 \times \sqrt{35}}{500} = 0.137$$

Sử dụng các cốt thép đai đường kính 10 mm với 2 nhánh đai, tức là $A_{sw} = 150 \text{ mm}^2$, khoảng cách đai lớn nhất để đáp ứng yêu cầu cốt thép đai tối thiểu là $s_{max} = 150 / 0.137 = 1095 \text{ mm}$.

Khoảng cách tối đa giữa các cốt thép đai được giới hạn theo (6.22):

$$s_{max} = 0,75d = 0,75.840 = 630 \text{ mm}$$

Tại tiết diện x = 0.75 m:

$$y = -0.0996 \text{ m (và do đó } e = 99.6 \text{ mm)} \text{ và } y' = \theta_p = -0.1240 \text{ rad}$$

Đối với mặt cắt ngang này, $P_{m,t} = 1250 \text{ kN}$ và ứng suất trong bê tông ở trục trung tâm và thành phần thẳng đứng của ứng suất trước là:

$$\sigma_{cp} = P_{m,t}/A = 5.20 \text{ MPa và } P_v = -P_{m,t} \theta_p = 155.0 \text{ kN}$$

Theo công thức (6.1):

$$V_{Ed} = 325.4 \text{ kN và } M_{Ed} = 386,1 \text{ kNm}$$

Kiểm tra xem tiết diện có bị nứt do chịu uốn dưới tác dụng của mô men uốn thiết kế tổng cộng:

$$\sigma_{bmm} = -\frac{P_{m,t}}{A} - \frac{P_{m,t} e y_{bmm}}{I} + \frac{M_{Ed} y_{bmm}}{I} = 1.12 \text{ MPa} < f_{ctd} = 1,47 \text{ MPa}$$

Vì thế, tiết diện ngang chưa bị nứt.

Theo công thức (6.3):

$$V_{Rd,c} = \frac{18,6 \cdot 10^9 \cdot 145}{29,6 \cdot 10^6} \sqrt{(1,47)^2 + 1,0 \cdot 5,20 \cdot 1,47} = 285,30 \cdot 10^3 \text{ N} = 285,30 \text{ kN} < V_{Ed} = 325,38 \text{ kN}$$

Cốt thép chịu cắt phải được đặt theo tính toán.

Với $\cot \theta_v = 1$, từ Công thức 6.8:

$$V_{Rd,max.1} = \frac{1,25 \cdot 145 \cdot 756 \cdot 0,516 \cdot 23,33}{(1+1)} = 825 \text{ kN}$$

Với $\cot \theta_v = 2,5$, Công thức 6.8 ta có:

$$V_{Rd,max.2.5} = \frac{1,25 \cdot 145 \cdot 756 \cdot 0,516 \cdot 23,33}{(2,5+0,4)} = 569 \text{ kN}$$

Với $V_{Ed} < V_{Rd,max.2.5}$, độ dốc của thanh chống xiên chịu nén có thể được lấy là $\theta_v = 22^\circ$ (tức là $\cot \theta_v = 2,5$). Công thức 6.25 đưa ra lượng cốt thép chịu cắt yêu cầu:

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{(325,4 - 0 - 0) \cdot 10^3}{435 \cdot 756 \cdot 2,5} = 0,396$$

và với $A_{sw} = 150 \text{ mm}^2$, khoảng cách đai phải thỏa mãn $s \leq 150/0,396 = 379 \text{ mm}$.

Sử dụng các cốt thép đai có đường kính 10 mm với hai nhánh đứng và khoảng cách 370 mm đáp ứng cả yêu cầu về hàm lượng cốt thép đai và yêu cầu về khoảng cách tối đa theo EN 1992-1-1.

Theo công thức (6.25), lực kéo bổ sung ΔF_{td} trong cốt thép dọc do lực cắt thiết kế V_{Ed} là $\Delta F_{td} = 0,5 V_{Ed} \cot \theta_v = 448 \text{ kN}$ và diện tích của cốt thép neo chịu kéo trong thanh ngang phía dưới để chịu lực này là $A_s = \Delta F_{td} / f_{yd} = 1030 \text{ mm}^2$.

Sử dụng 4 thanh cốt thép lớp dưới đường kính $\phi 20 \text{ mm}$, $\rho_1 = A_s / (b_w d) = 1,031\%$.

Tại tiết diện $x = 1,50 \text{ m}$:

$$y = -0,1859 \text{ m (và do đó } e = 185,9 \text{ mm); } y' = \theta_p = -0,10625 \text{ rad;}$$

$$P_{m,t} = 1250 \text{ kN.; } \sigma_{cp} = P_{m,t} / A = 5,20 \text{ MPa; } P_v = -P_{m,t} \theta_p = 132,8 \text{ kN}$$

Theo công thức (6.1.1):

$$V_{Ed} = 278,9 \text{ kN; } M_{Ed} = 721,0 \text{ kNm}$$

Kiểm tra xem tiết diện có bị nứt do uốn dưới tác dụng của mô men uốn thiết kế toàn phần:

$$\sigma_{b,m} = -\frac{P_{m,t}}{A} - \frac{P_{m,t} e y_{b,m}}{I} + \frac{M_{Ed} y_{b,m}}{I} = 2,11 \text{ MPa} > f_{ctd} = 1,47 \text{ MPa}$$

Tiết diện bị nứt do uốn.

Theo công thức (6.2):

$C_{Rd,c}=0.12$; $k=1+\sqrt{200/840}=1.49$; $v_{min}=0.035 \times 1.49^{1.5} \times 35^{0.5}=0.38$; $k_1=0.15$; $\rho_1=0.0103$;

$$V_{Rd,c}=[0.12 \times 1.49 \times (100 \times 0.0103 \times 35)^{1/3} + 0.15 \times 5.20] \times 145 \times 840 \times 10^{-3} = 166.95 \text{ kN}$$

Giá trị $V_{Rd,c}$ nhỏ hơn V_{Ed} , vì thế yêu cầu phải bố trí cốt thép chịu cắt.

Với $V_{Ed} < V_{Rd,max,2.5}$ độ dốc của thanh chống chéo chịu nén có thể được lấy là $\theta_v = 22^\circ$ (tức là $\cot \theta_v = 2.5$) và lượng cốt thép chịu cắt yêu cầu được lấy từ:

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{(278.9 - 0 - 0) \times 10^3}{435 \times 756 \times 2.5} = 0.339$$

Với $A_{sw} = 150 \text{ mm}^2$, khoảng cách giữa các cốt thép đai phải thỏa mãn điều kiện $s < 150 / 0.397 = 442 \text{ mm}$.

Sử dụng cốt thép đai có đường kính 10 mm (có hai nhánh đứng) với $s = 440 \text{ mm}$ đáp ứng cả yêu cầu thép ngang tối thiểu và tối đa và yêu cầu khoảng cách tối đa.

Đối với các mặt cắt ngang khác, kết quả được thể hiện trong Bảng 6-1. Khi x vượt quá 3.7 m, lực cắt thiết kế V_{Ed} nhỏ hơn $V_{Rd,c}$ và chỉ cần bê tông là có thể đủ chịu cắt. Do đó, lượng cốt thép chịu cắt tối thiểu cần bố trí ở phần giữa của nhịp dầm (từ $x = 3.7$ đến 8.3 m)

Bảng 6-1 Tổng hợp kết quả tính toán - Ví dụ 6.1

x (m)	V_{Ed} (kN)	M_{Ed} (kNm)	$P_{m,t}$ (kN)	Nứt do uốn	$V_{Rd,c}$ (kN) (6.4)	$V_{Rd,c}$ (kN) (6.6)	s (mm)
0,75	325,4	386,1	1250	Không	285.30	-	Min(379, 0.75d) = 379
1,50	278,9	721,0	1250	Nứt	-	166.95	Min(442, 0.75d) = 442
2,25	232,0	1003,6	1250	Nứt	-	166.95	Min(531, 0.75d) = 531
3,00	185,6	1235,3	1250	Nứt	-	166.95	Min(664, 0.75d) = 630
3,75	139,2	1415,4	1250	Nứt	-	166.95	630
4,50	92,8	1544,0	1250	Nứt	-	166.95	630
5.25	46,4	1631,3	1250	Nứt	-	166.95	630

6.3.1. Lực cắt giữa sườn và cánh tiết diện chữ T

Khi mô men thay đổi dọc theo dầm chữ T, ứng suất nén trong sườn được truyền đến phần cánh thông qua ứng suất theo phương trục dầm tại phần nối giữa sườn và cánh. Theo EN 1992-1-1 khả năng chịu cắt của bản cánh có thể được tính bằng cách xem bản cánh là một hệ các thanh chống chịu nén và các thanh giằng chịu kéo theo phương vuông góc với trục dọc của dầm. Ứng suất cắt theo phương dọc trung bình v_{Ed} tại vị trí giao giữa cánh và sườn là:

$$v_{Ed} = \frac{\Delta F_d}{h_f \Delta x} \quad (6.29)$$

trong đó:

h_f là chiều dày bản cánh;

Δx là chiều dài phần dầm xem xét;

Sự thay đổi lực dọc trong bản cánh ΔF_d (Hình 6-7) được xác định theo công thức:

$$\Delta F_d = \frac{\Delta M}{\left(d - \frac{h_f}{2}\right)} x \frac{(b_f - b_w) / 2}{b_f} \quad (6.30)$$

trong đó:

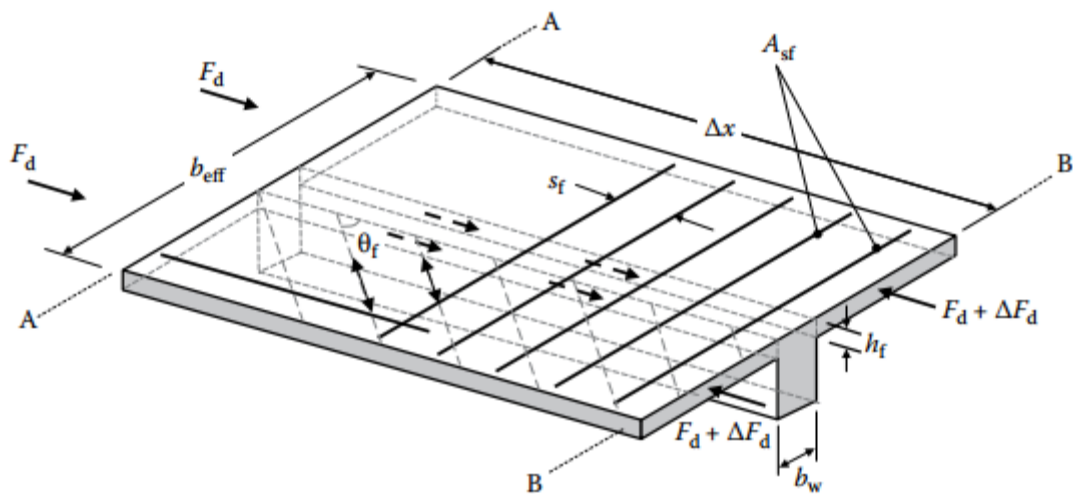
b_f là bề rộng hiệu quả;

b_{fo} là độ vưon của bản cánh = $(b_f - b_w) / 2$;

b_w là chiều rộng sườn;

h_f là chiều dày cánh;

ΔM là thay đổi mô men trên khoảng cách Δx .



Hình 6-7 Truyền ứng suất nén giữa sườn – cánh

Giá trị lớn nhất có thể giả thiết của Δx là một nửa khoảng cách từ tiết diện có mô men bằng không (0) đến tiết diện có mô men lớn nhất. Khi dầm chịu các tải trọng tập trung, Δx không được lớn hơn khoảng cách giữa các điểm đặt tải.

Diện tích cốt thép ngang phải đủ để chịu lực kéo ngang do các thanh chống xiên, được xác định theo công thức:

$$\frac{A_{sf}}{s_f} \geq \frac{v_{Ed} h_f}{f_{yd} \cot \theta_f} \quad (6.31)$$

Trong công thức (6.31), góc giữa thanh chống chịu nén và trục dọc của dầm θ_f có thể được lấy trong phạm vi $45^\circ \geq \theta_f \geq 26.5^\circ$ (tức là $1 \leq \cot(\theta_f) \leq 2$) khi bản cánh trong vùng chịu nén và $45^\circ \geq \theta_f \geq 38.6^\circ$ (tức là $1 \leq \cot(\theta_f) \leq 1.25$) khi bản cánh trong vùng chịu kéo.

Để ngăn chặn việc phá hoại nén vỡ của các thanh chống chịu nén trong cánh, ứng suất cắt dọc v_{Ed} phải thỏa mãn:

$$v_{Ed} \leq v f_{cd} \sin \theta_f \cos \theta_f \quad (6.32)$$

trong đó v là hệ số giảm cường độ cho bê tông bị nứt khi chịu cắt lấy bằng v_1 được xác định theo công thức (6.9) hoặc (6.10).

Trong trường hợp lực cắt giữa cánh và sườn kết hợp với mô men uốn ngang, diện tích cốt thép ngang phải lớn hơn giá trị được xác định theo công thức (6.31) hoặc một nửa của công thức (6.27) cộng với diện tích cốt thép theo yêu cầu chịu uốn ngang. Nếu $v_{Ed} < 0.4f_{ctd}$, không cần bổ sung thêm cốt thép ngoài cốt thép yêu cầu chịu uốn.

Lượng thép ngang tối thiểu trên mỗi đơn vị chiều dài cần bố trí trong bản cánh là:

$$A_{s,min} = 0.26bd_f f_{ctm} / f_{yk} (> 0.0013bd_f) \text{ mm}^2/\text{m} \quad (6.33)$$

Cốt thép dọc chịu kéo trong cánh phải được neo vượt ra ngoài thanh chống để truyền lực vào sườn tại tiết diện mà cốt thép đó yêu cầu (xem mặt cắt A-A - Hình 6-7).

6.4. TÍNH TOÁN DẦM CHỊU XOẮN

6.4.1. Tổng quát

Trong công trình xây dựng, ngoài uốn và cắt, một số cấu kiện kết cấu còn chịu xoắn. Có hai loại xoắn cơ bản, đó là xoắn cân bằng và xoắn tương thích.

Khi sự cân bằng của kết cấu phụ thuộc vào khả năng chịu xoắn của cấu kiện (xoắn cân bằng), phải thiết kế cấu kiện chịu xoắn đầy đủ cho cả trạng thái giới hạn độ bền lẫn trạng thái giới hạn sử dụng.

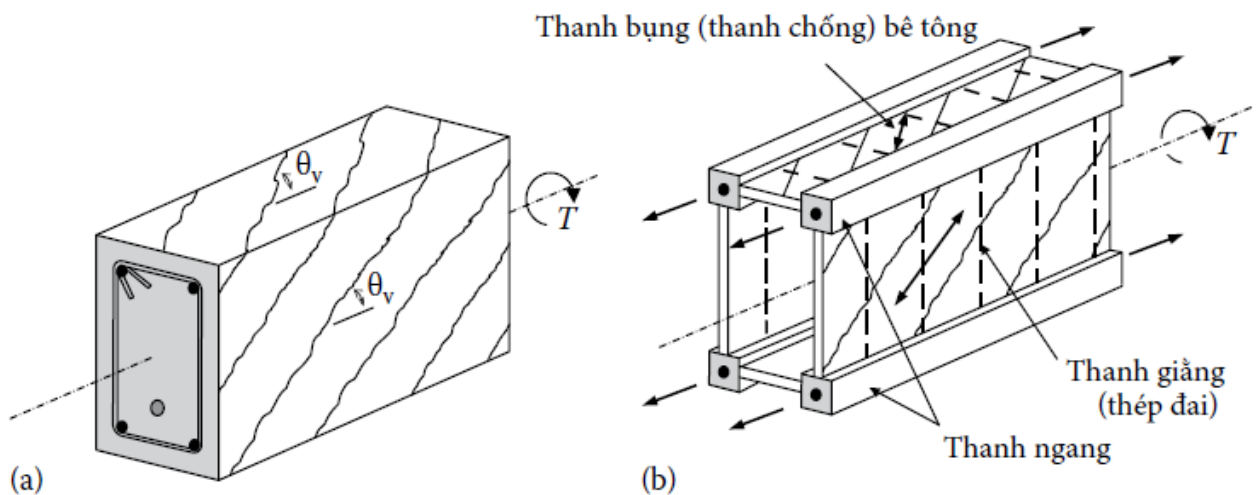
Khi kết cấu là hệ siêu tĩnh, hiện tượng xoắn phát sinh do tương thích về biến dạng của các bộ phận (xoắn tương thích), ví dụ như đối với các dầm biên. Trong trường hợp này, thông thường không cần tính toán xoắn theo trạng thái giới hạn độ bền, chỉ cần bố trí lượng cốt thép đai tối thiểu nhằm mục đích tránh nứt quá mức cho phép.

Khả năng chịu xoắn của dầm có thể được tính toán trên cơ sở mô hình thanh thành mỏng tiết diện kín, trong đó sự cân bằng được thỏa mãn bằng dòng lực cắt khép kín. Các tiết diện đặc có thể được mô hình hóa bằng tiết diện thành mỏng tương đương. Các dạng tiết diện phức tạp có thể được chia nhỏ thành các tiết diện đơn giản và mỗi tiết diện nhỏ đó được mô hình hoá

bằng một tiết diện thành mỏng và khả năng chịu xoắn tổng cộng sẽ bằng tổng khả năng chịu xoắn của các tiết diện riêng biệt.

Các thí nghiệm cho thấy UST làm tăng độ cứng chống xoắn đáng kể nhưng không ảnh hưởng nhiều đến cường độ chịu xoắn. Sự có mặt của UST làm chậm lại sự xuất hiện vết nứt do xoắn, nhờ đó tăng độ cứng chống xoắn và tăng mô men gây nứt. Tuy nhiên, sự tham gia của cường độ của bê tông sau khi nứt (vào khả năng chống xoắn) chỉ tăng lên một chút khi có ứng suất trước, và của cốt thép ngang thì không đổi.

Trên cơ sở mô hình thanh thành mỏng tiết diện kín, ứng xử sau khi nứt của một dầm chịu xoắn thuần túy có thể được mô tả theo dạng giàn ảo không gian (giàn ống) như trên Hình 6-8. Mô hình giàn ống bỏ qua sự đóng góp của bê tông bên trong vào cường độ chịu xoắn sau khi cấu kiện bị nứt. Các thanh chống chịu nén theo phương chéo được đặt trên mỗi mặt của giàn và trong dầm thực tế, ứng suất nén xiên được giả thiết là nằm gần với mỗi bề mặt của cấu kiện.

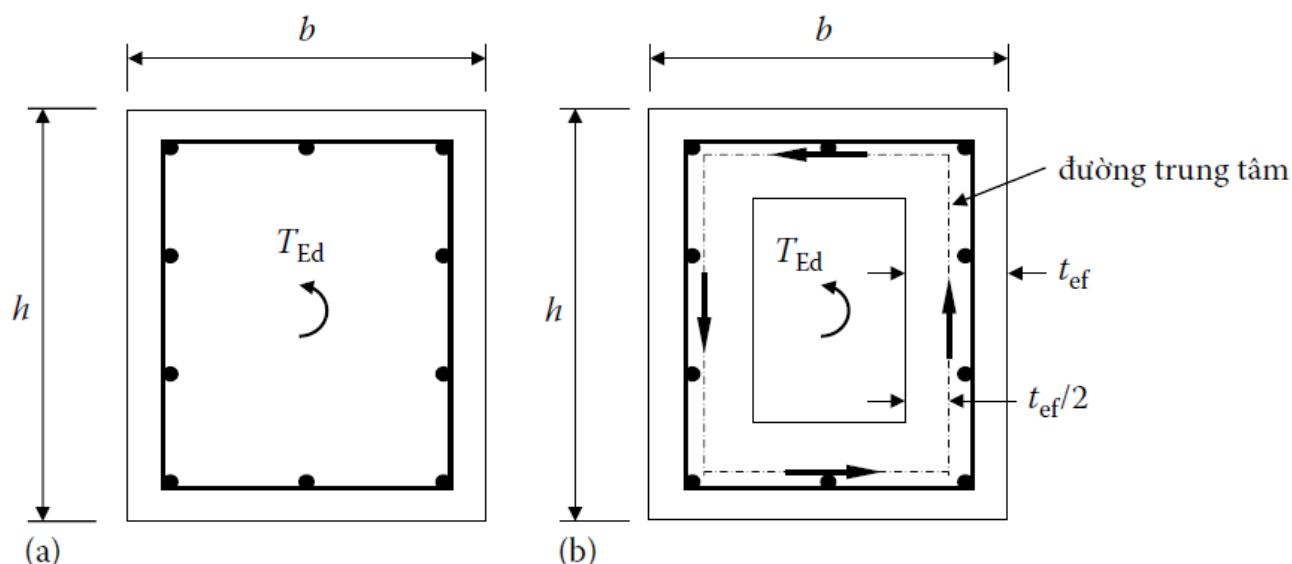


Hình 6-8 Giàn không gian (gìan ống) cho một dầm chịu xoắn thuần túy

(a) Đoạn dầm chịu xoắn thuần túy. (b) Mô hình giàn ống

6.4.2. Quy trình tính toán dầm chịu xoắn

Theo EN 1992-1-1, các tiết diện đặc được thay thế bằng các tiết diện thành mỏng tương đương với độ dày thành được lấy là $t_{ef} = A / u$, trong đó A là tổng diện tích mặt cắt ngang của phần bên trong chu vi ngoài, trong Hình 6-9a, $A = bh$ và u là chu vi ngoài của mặt cắt ngang. Độ dày hiệu quả không nhỏ hơn hai lần khoảng cách giữa mép ngoài và tim của cốt thép dọc



Hình 6-9 Mô hình hóa mặt cắt ngang khi chịu xoắn.

(a) Tiết diện ngang đặc. b) Mô hình hóa tiết diện ngang - thanh thành mỏng

Quy trình tính toán dầm chịu xoắn có thể được tóm tắt như sau:

(1) Chọn một góc θ cho các thanh chống sao cho phương trình sau được thỏa mãn:

$$T_{Rd,max} = 2\nu\alpha_{cw}f_{cd}A_k t_{ef,i} \sin\theta \cos\theta \quad (6.34)$$

trong đó:

$$\nu = 1 - (f_{ck} / 250);$$

A_k là diện tích được bao bởi đường trung bình của các thành;

θ là góc nghiêng chọn theo điều kiện (6.5).

Đối với mặt cắt chịu một mô men xoắn thiết kế T_{Ed} , dòng lực cắt $q_{t,i}$ trong thành thứ i của tiết diện lý tưởng hóa là tích của ứng suất cắt $\tau_{t,i}$ và độ dày thành hiệu quả $t_{ef,i}$ là:

$$q_{t,i} = \tau_{t,i} t_{ef,i} = \frac{T_{Ed}}{2A_k} \quad (6.35)$$

Lực cắt trong thành thứ i do xoắn là:

$$V_{Ed,i} = q_{t,i} z_i \quad (6.36)$$

trong đó z_i là chiều dài cạnh của thành thứ i được xác định bởi khoảng cách giữa các điểm giao nhau với đường trung tâm của các thành liền kề

(2) Cốt thép ngang bổ sung yêu cầu trong mỗi thành của tiết diện được xác định:

$$A_{sw} / s = T_{Ed} / 2A_k f_{yw,d} \cot \theta \quad (6.37)$$

trong đó: A_{sw} là diện tích của một nhánh thép ngang trong mỗi thành của thanh thành mỏng.

(3) Cốt thép dọc cần thiết để chống xoắn ΣA_{sl} được xác định theo công thức:

$$\Sigma A_{sl} = T_{Ed} u_k \cot \theta / 2A_k f_{yd} \quad (6.38)$$

trong đó: u_k là chu vi của diện tích A_k .

Cốt thép dọc chịu xoắn cần phân bố trên chiều dài của cạnh bên z_i nhưng khi tiết diện ngang nhỏ có thể gộp tại hai đầu của chiều dài này, nghĩa là ở các góc của các đai kín.

(4) Đối với một tiết diện chịu cả cắt và xoắn kết hợp, phương trình sau đây phải được thỏa mãn để tránh phá hoại nén vỡ các thanh chống bê tông:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \leq 1.0 \quad (6.39)$$

trong đó: V_{Ed} là lực ngang thiết kế và $T_{Rd,max}$ là sức kháng xoắn thiết kế lớn nhất theo (6.30), $V_{Rd,max}$ là độ bền chịu cắt thiết kế tối đa được đưa ra bởi công thức (6.8) hoặc (6.11)

(5) Đối với các tiết diện hình chữ nhật đặc thỏa mãn công thức (6.35), chỉ cần lượng cốt thép tối thiểu để chịu cắt và xoắn khi:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,c}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} \leq 1.0 \quad (6.40)$$

trong đó: $T_{Rd,c}$ là mô men xoắn cần thiết để gây nứt trong dầm chưa chịu tải, được xác định bằng cách lấy $\tau_{ti} = f_{ctd}$ và có thể được tính toán như sau:

$$T_{Rd,c} = J_t f_{ctd} \sqrt{(1 + 10\sigma_{cp} / f_{ck})} \quad (6.41)$$

trong đó:

Đại lượng J_t được lấy như sau:

$J_t = 0.33x^2y$ với các tiết diện đặc hình chữ nhật;

$= 0.33\Sigma x^2y$ với tiết diện đặc hình chữ T, chữ L hoặc chữ I;

$= 2A_k t_w$ với tiết diện thanh thành mỏng rộng, A_k là diện tích vùng kín được bao bởi các đường trung tâm của các thành của một ô kín đơn và t_w là chiều dày tối thiểu của thành có tiết diện rộng;

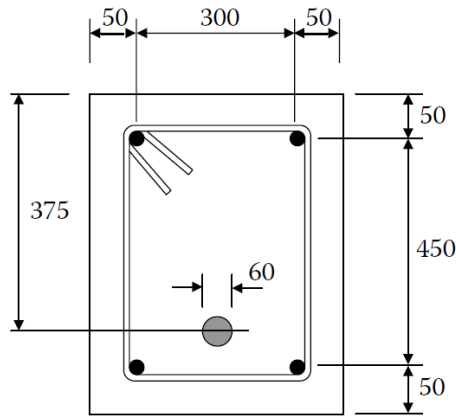
x và y tương ứng là các kích thước tổng thể ngắn hơn và dài hơn của (các) phần có tiết diện đặc hình chữ nhật;

σ_{cp}

là ứng suất trước hiệu quả trung bình $P_{m,t}/A$.

VÍ DỤ 6.2

Một dầm bê tông ứng suất trước có tiết diện ngang hình chữ nhật rộng 400 mm và cao 550 mm. Nội lực tính toán tại mặt cắt dầm cho trước bao gồm: $M_{Ed} = 300$ kNm, $V_{Ed} = 150$ kN và $T_{Ed} = 60$ kNm.



Hình 6-10 Tiết diện ngang (Ví dụ 6.2)

Mặt cắt ngang dầm được thể hiện trong Hình 6-10. Lực ứng suất trước hiệu quả $P = 700$ kN tác dụng ở cao độ 375 mm tính từ mép trên của dầm bằng một bó cáp đơn bảy sợi có đường kính 12,9 mm trong ống có bơm vữa với đường kính 60 mm. Diện tích của bó cáp là $A_p = 700$ mm² và độ bền kéo đặc trưng là $f_{pk} = 1860$ MPa. Thành phần thẳng đứng của lực ứng suất trước tại tiết diện đang xem xét là 50 kN và cường độ bê tông là $f_{ck} = 40$ MPa ($f_{cd} = 26.67$ MPa và $f_{ctd} = 1.67$ MPa).

Yêu cầu: Tính toán cốt thép dọc và cốt thép ngang.

Tính toán:

(1) Kiểm tra điều kiện phá hoại nén vỡ sườn dầm:

Chiều rộng hiệu quả của phân sườn chịu cắt được lấy từ công thức 6.20:

$$b_{w,nom} = 400 - 0.5 \times 60 = 370 \text{ mm}$$

Với $\sigma_{cp} = P_{m,t} / A = 3.18$ MPa, công thức (6.10) cho giá trị $\alpha_{cw} = 1.12$

và công thức (6.9) cho giá trị $v_I = 0.504$.

$$A = 220 \times 103 \text{ mm}^2;$$

$$I = 5546 \times 106 \text{ mm}^4;$$

$$u = 2 \times (400 + 550) = 1900 \text{ mm};$$

$$A_k = (400 - 115.8) \times (550 - 115.8) = 284.2 \times 434.2 = 123.4 \times 10^3 \text{ mm}^2;$$

$$u_k = 2 \times (284.2 + 434.2) = 1436.8 \text{ mm};$$

$$P_{m,t} = 700 \text{ kN}; P_v = 50 \text{ kN}$$

$$A_p = 700 \text{ mm}^2; \phi_{duct} = 60 \text{ mm};$$

$$f_{yk} = f_{ywk} = 500 \text{ MPa}.$$

Ban đầu bỏ qua cốt thép chịu kéo không căng, $d = d_p = 375$ mm (và do đó, $z = 0.9d = 337.5$ mm), $A_{sl} = A_p = 700$ mm, $\rho_1 = 700 / (370 \times 375) = 0.005$ và với $\cot \theta = 2,5$ (tức là $\theta = 22^\circ$), công thức (6.8) và (6.30) tương ứng:

$$V_{Rd,max} = \frac{1.12 \times 370 \times 337.5 \times 0.504 \times 26.67}{(2.5 + 0.4)} \times 10^{-3} = 648.3 \text{ kN}$$

$$T_{Rd,max} = 2 \times 0.504 \times 1.12 \times 26.67 \times 123.4 \times 10^3 \times 115.8 \times \sin 21.8 \cos 21.8 \times 10^{-6} = 148.4 \text{ kNm}$$

Kiểm tra theo công thức (6.39):

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} = \frac{60}{148.4} + \frac{150}{648.3} = 0.64 \leq 1.0$$

Không xảy ra phá hoại nén vỡ sườn dầm và kích thước của mặt cắt ngang có thể chấp nhận được.

(2) Kiểm tra điều kiện cần thiết bố trí cốt thép ngang để chịu cắt và xoắn.

$$J_t = 0,33x^2y = 0.33 \times 400^2 \times 550 = 29.0 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

Công thức (6.37) cho:

$$T_{Rd,c} = 29 \times 10^6 \times 1.67 \sqrt{(1 + 10 \times 3.18 / 40)} = 64.9 \text{ kNm. Từ Công thức 6.2:}$$

$$V_{Rd,c} = [0.12 \times (1 + \sqrt{200 / 375}) \times (100 \times 0.005 \times 40)^{1/3} + 0.15 \times 3.18] \times 370 \times 375 \times 10^3 = 144.6 \text{ kN}$$

Kiểm tra theo công thức (6.40):

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,c}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} = \frac{60}{64.9} + \frac{150}{144.6} = 1.96 > 1.0$$

Yêu cầu cốt thép ngang (các đai kín).

(3) Tính toán cốt thép dọc chịu uốn: Khả năng chịu uốn thiết kế của dầm (bỏ qua sự làm việc của cốt thép thường) là $M_{Rd} = 332$ kNm trong đó z (khoảng cách giữa F_{cd} và F_{td}) là 315 mm và độ sâu trục trung hòa $x = 119$ mm. Khi $M_{Rd} > M_{Ed}$, không cần bố trí cốt thép thường làm việc chịu uốn.

(4) Xác định cốt thép ngang. Sử dụng các đai kín $\phi = 12$ mm. Giả sử $\theta_v = 21.8^\circ$ (tức là $\cot \theta_v = 2.5$) và mỗi đai có hai nhánh đứng, khoảng cách đai ($s = s_v$) cần thiết để chịu V_{Ed} được lấy từ Công thức 6.25:

$$\frac{2 \times 110}{s_v} \geq \frac{150 \times 10^3 - 50 \times 10^3}{(500 / 1.15) \times 315 \times 2.5} = 0.292$$

Do đó, khoảng cách của các đai yêu cầu để chịu cắt $S_v < 753$ mm, tức là ít nhất 1.328 đai được yêu cầu để chịu cắt trên một mét chiều dài dọc theo dầm.

Khoảng cách ($s = s_t$) của các đai kín 12 mm yêu cầu bổ sung cho xoắn ($A_{sw} = 110 \text{ mm}^2$) được lấy từ Công thức 6.33:

$$\frac{110}{s_t} \geq \frac{60 \times 10^6}{2 \times 123.4 \times 10^3 \times \left(\frac{500}{1.15} \right) \times 2.5} = 0.224 \therefore s_t \leq 491.8 \text{ mm}$$

tức là cần thêm 2.033 đai để chịu xoắn trên mỗi mét chiều dài của dầm.

Tổng kết các yêu cầu của thép ngang đối với cắt và xoắn, cần ít nhất 3.361 đai trên mỗi mét, tức là $\leq 1000 / 3.361 = 297.5 \text{ mm}$. Giá trị này lớn hơn khoảng cách tối đa được phép là $0.75d = 281 \text{ mm}$. Vậy sử dụng các đai đường kính 12 mm khoảng cách 280 mm ($f_{yw} = 500 \text{ MPa}$).

Chú ý: Khoảng cách tối đa yêu cầu của các đai ngang có thể được tính trực tiếp từ s_v và s_t bằng cách sử dụng:

$$\frac{1}{s} \geq \frac{1}{s_v} + \frac{1}{s_t} \text{ Nghĩa là } s \leq \frac{s_v s_t}{s_v + s_t}$$

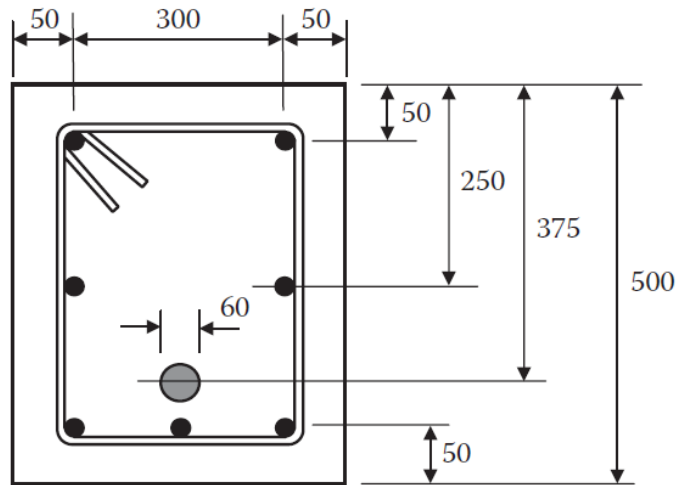
(5) Lực kéo dọc trục bổ sung gây ra bởi xoắn được lấy từ Công thức 6.34:

$$\Sigma A_{sl} f_{yd} = \frac{T_{Ed}}{2A_k} u_k \cot \theta = \frac{60 \times 10^6}{2 \times 123.4 \times 10^3} \times 1436.8 \times 2.5 \times 10^{-3} = 873.3 \text{ kN}$$

Chiều cao của trục trung hòa khi chịu uốn là 119 mm (23.8% tiết diện ngang) và uốn gây ra lực nén thiết kế trong vùng này $F_{cd} = M_{Rd} / z = 1050 \text{ kN}$, do đó không yêu cầu thêm thép chịu xoắn trong vùng nén. Hai thanh $\phi 20 \text{ mm}$ sẽ được bố trí ở các góc trên cùng của thép đai. 76.2% còn lại của mặt cắt ngang (tức là một phần của mặt cắt ngang bị kéo do uốn) sẽ phải chịu một lực kéo bổ sung do xoắn $0.762 \times 873.3 = 665.5 \text{ kN}$. Do đó, cốt thép không căng không ứng suất trước bổ sung để chống xoắn trong vùng chịu kéo (với $f_{yd} = 500 / 1.15 = 435 \text{ MPa}$) là:

$$\Sigma A_{sl} = \frac{665.5 \times 10^3}{435} = 1530 \text{ mm}^2$$

Điều này tương đương với 5 thanh thép dọc có gờ đường kính 20mm. Sử dụng ở mỗi góc của đai 1 thanh $\phi 20 \text{ mm}$, bổ sung thêm một thanh ở giữa đáy và sử dụng đai có hai nhánh như trong Hình 6-11.



Hình 6-11 Chi tiết thép (Ví dụ 6.2)

Cốt thép không ứng lực trước:

Thép ngang: đường kính $\phi 12\text{mm}$ cách nhau 280mm tim – tim

Thép dọc: 7 thanh $\phi 20\text{mm}$ như Hình 6-11

Chương 7. KẾT CẤU SIÊU TĨNH BÊ TÔNG ỨNG SUẤT TRƯỚC

7.1. Tổng quan

Khi kết cấu siêu tĩnh được gây ứng suất trước, các liên kết cản trở sự biến dạng của kết cấu dưới tác dụng của ứng suất trước và gây ra các nội lực trong kết cấu – gọi là nội lực thứ cấp. Những nội lực thứ cấp này có thể đáng kể hoặc không đáng kể trong thiết kế kết cấu siêu tĩnh bê tông ứng suất trước. Các phương pháp xác định các nội lực thứ cấp và ảnh hưởng của chúng đến thiết kế theo trạng thái giới hạn bền hay trạng thái giới hạn sử dụng chính là nội dung quan trọng trong thiết kế kết cấu bê tông ứng suất trước siêu tĩnh.

7.2. Tính toán kết cấu siêu tĩnh bê tông ứng suất trước

7.2.1. Tính toán đàn hồi

Mô men do ứng suất trước gây ra trên một tiết diện của kết cấu siêu tĩnh được tạo thành từ hai thành phần:

1. Thành phần đầu tiên là mô men do lực ứng suất trước P đặt lên trọng tâm tiết diện với cánh tay đòn là độ lệch tâm e khi các điều kiện cưỡng bức hình học do gối tựa gây ra được bỏ qua. Mô men P_e được gọi là mô men sơ cấp;
2. Thành phần thứ hai là mô men gây ra bởi các phản lực siêu tĩnh, tức là mô men cần thiết để tạo ra các biến dạng tương thích với các điều kiện cưỡng bức tại gối tựa của kết cấu siêu tĩnh. Mô men do phản lực siêu tĩnh gây ra gọi là mô men thứ cấp.

Tương tự, lực cắt trên tiết diện ngang của một cấu kiện siêu tĩnh cũng có thể được chia thành các thành phần sơ cấp và thứ cấp. Lực cắt sơ cấp trong bê tông bằng với lực $UST P$ nhân với độ dốc θ của cốt thép căng tại tiết diện ngang đang xét. Đối với một cấu kiện chỉ chứa cốt thép căng nằm ngang ($\theta = 0$), lực cắt sơ cấp trên mỗi tiết diện ngang bằng không. Lực cắt thứ cấp tại một tiết diện do các phản lực siêu tĩnh gây ra.

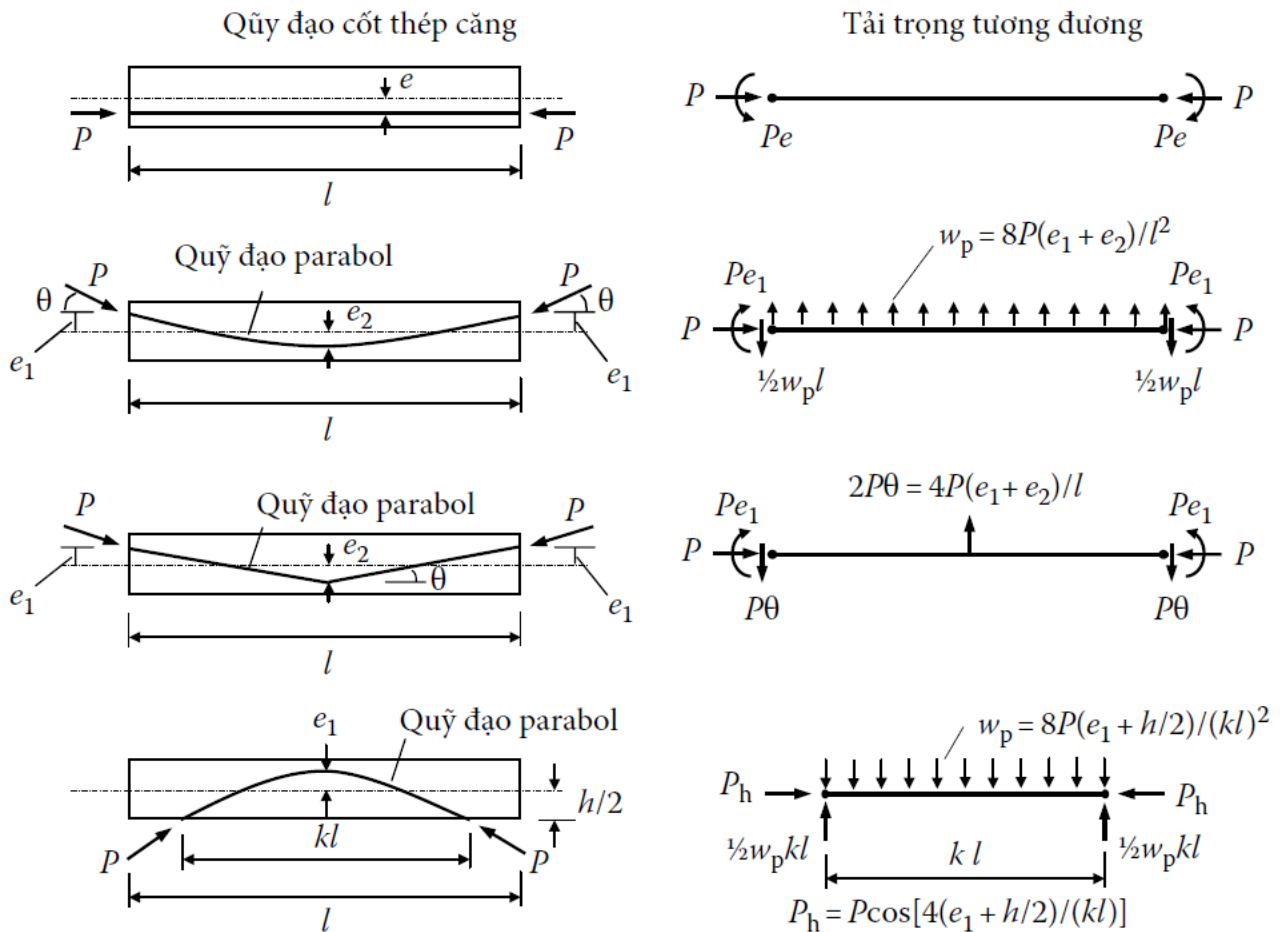
Các nội lực do ứng suất trước gây ra tại bất cứ tiết diện nào là tổng của thành phần sơ cấp và thứ cấp. Hiệu ứng thứ cấp do phản lực siêu tĩnh gây ra tại gối tựa, do đó, mô men thứ cấp luôn thay đổi tuyến tính giữa các gối tựa trong một cấu kiện bê tông ứng suất trước liên tục và lực cắt thứ cấp không đổi trong mỗi nhịp.

Khi tính toán các kết cấu siêu tĩnh bê tông ứng suất trước, để đơn giản hóa tính toán với sai số cho phép trong các thiết kế thông thường người ta thường chấp nhận các giả thiết sau:

1. Bê tông ứng xử đàn hồi tuyến tính trong phạm vi ứng suất được xem xét;
2. Tiết diện được coi là phẳng ;
3. Chấp nhận nguyên lý chồng chất, tức là ảnh hưởng của ngoại lực và lực ứng suất trước lên cấu kiện có thể được tính toán riêng rẽ, sau đó cộng lại để ra kết quả cuối cùng ;

4. Độ lệch tâm lực ứng suất trước là nhỏ so với chiều dài cầu kiện và do đó thành phần ngang của lực ứng suất trước được giả thiết bằng lực ứng suất trước trên tất cả mọi tiết diện.

Để xác định các nội lực trong kết cấu siêu tĩnh có thể áp dụng phương pháp lực. Tuy nhiên, phương pháp này chỉ nên được áp dụng để tính toán các kết cấu đơn giản, không phù hợp với kết cấu phức tạp có số bậc siêu tĩnh lớn. Khi đó, thường sử dụng phương pháp tải trọng tương đương. Trong đó, các lực tác dụng lên bê tông từ cốt thép căng được coi là tải trọng ngoài. Kết cấu sau đó được phân tích dưới tác động của tải tương đương sử dụng phân phối mô men hoặc phương pháp phân tích kết cấu thay thế. Tải trọng tương đương bao gồm tải trọng đặt trên bê tông tại vị trí neo cốt thép căng (có thể bao gồm ứng suất trước dọc trục, lực cắt do độ dốc của cốt thép căng và mô men do neo đặt lệch tâm) và lực ngang tác dụng lên cầu kiện. Hình 7-1 minh họa một số quỹ đạo cốt thép căng và tải trọng tương đương phổ biến trên dầm BTUST.



Hình 7-1 Cốt thép căng quỹ đạo parabol và tải trọng tương đương tương ứng

Đối với dầm liên tục nhiều nhịp, mô men tổng cộng do ứng suất trước gây ra tại một tiết diện bất kỳ được tính toán bằng cách phân tích kết cấu chịu tải trọng tương đương lên mỗi nhịp. Mô men do ứng suất trước gây ra chỉ bao gồm mô men đặt lên mỗi đầu của cầu kiện (do neo cốt thép căng đặt lệch tâm) và tải trọng ngang do sự đổi hướng quỹ đạo cốt thép căng giữa

các gối. Sự đổi hướng cốt thép căng tại gối không ảnh hưởng đến mô men do ứng suất trước gây ra, do lực ngang đi trực tiếp vào gối.

Mô men sơ cấp tại bất cứ tiết diện nào là tích của lực ứng suất trước với độ lệch tâm, tức là bằng Pe . Mô men thứ cấp do đó được tính toán bằng cách lấy mô men tổng do lực tương đương trừ đi mô men sơ cấp.

7.2.2. Tính toán theo sự phân phối lại nội lực

Để kể đến ảnh hưởng có lợi của phân phối lại mô men ở trạng thái giới hạn độ bền, EN 1992-1-1 cho phép giảm các mô men đàn hồi cực đại tại các gối giữa của dầm liên tục bằng cách đảm bảo độ dẻo cho các tiết diện tại các gối đó. Việc giảm mô men âm tại đầu nhịp gắn liền với tăng mô men dương ở giữa nhịp và dẫn đến sự phân phối lại mô men để duy trì sự cân bằng với tải trọng tác dụng. Theo EN 1992-1-1 các mô men uốn tại bất cứ gối giữa nào cũng có thể được giảm đi do phân phối lại mô men với điều kiện người thiết kế có thể chỉ ra rằng tiết diện trong vùng có mô men cực đại có đủ khả năng xoay cần thiết. Yêu cầu này được coi là thỏa mãn với các dầm và sàn liên tục có đủ các điều kiện sau:

1. Cấu kiện chủ yếu chịu uốn;
2. Tỷ lệ chiều dài các nhịp cạnh nhau nằm trong khoảng 0,5-2;
3. Tỷ lệ mô men đã phân phối lại so với mô men đàn hồi δ thỏa mãn điều kiện:

$$\delta \geq 0,44 + 1,25 \left(0,6 + \frac{0,0014}{\varepsilon_{cu2}} \right) \left(\frac{x_u}{d} \right) \text{ với } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (7.1)$$

$$\delta \geq 0,54 + 1,25 \left(0,6 + \frac{0,0014}{\varepsilon_{cu2}} \right) \left(\frac{x_u}{d} \right) \text{ với } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \quad (7.2)$$

4. Ngoài ra, δ phải lớn hơn 0,7 với cốt thép thường lớp B và lớp C, có sử dụng cốt thép căng và δ phải lớn hơn 0,8 khi sử dụng cốt thép thường lớp A; và
5. Cân bằng tính của kết cấu sau phân phối lại mô men được dùng để đánh giá ảnh hưởng của các tác động lên cường độ thiết kế bao gồm cả kiểm tra điều kiện chịu cắt.

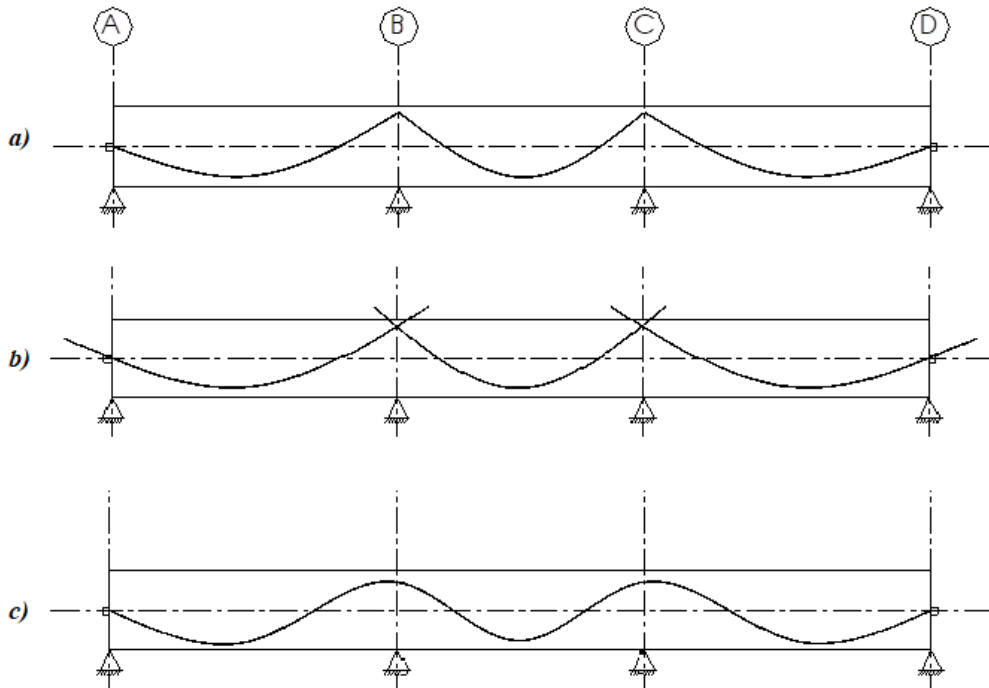
EN 1992-1-1 lưu ý rằng không nên phân phối lại mô men trong các tình huống mà khả năng quay của tiết diện không được đánh giá một cách chắc chắn, ví dụ như tại các góc của khung. Ngoài ra, đối với việc thiết kế các cột trong các kết cấu khung, nên sử dụng các mô men từ tính toán đàn hồi mà không nên phân phối lại.

7.3. Dầm liên tục bê tông ứng suất trước

7.3.1. Quỹ đạo cốt thép căng trong dầm liên tục

Quỹ đạo cốt thép căng sử dụng trong một cấu kiện liên tục được chọn chủ yếu để tối đa hóa các tác động có lợi và để giảm thiểu các bất lợi của ứng suất trước. Hình dạng của quỹ đạo cốt thép căng có thể bị ảnh hưởng bởi các kỹ thuật, công nghệ được áp dụng khi thi công.

Theo phương pháp cân bằng tải trọng thì quỹ đạo cốt thép căng trong dầm liên tục phải có dạng sao cho tải trọng tương đương của ứng suất trước có dạng cân bằng với tải trọng ngoài. Theo đó, khi tải trọng ngoài tác dụng lên dầm liên tục có dạng phân bố đều trên từng nhịp thì quỹ đạo cốt thép căng nên có dạng như trên hình Hình 7-2. Khi chiều dài dầm không quá lớn thì quỹ đạo cốt thép căng dạng liên tục như trên Hình 7-2c thường thuận lợi cho thi công và tiết kiệm. Quỹ đạo cốt thép căng dạng này bao gồm một loạt các đoạn có hình parabol, lõm trong nhịp và lồi tại gối giữa như trong Hình 7-2c. Trong đó các vị trí lồi phải được bố trí tránh đối hướng gấp tại vị trí gối.



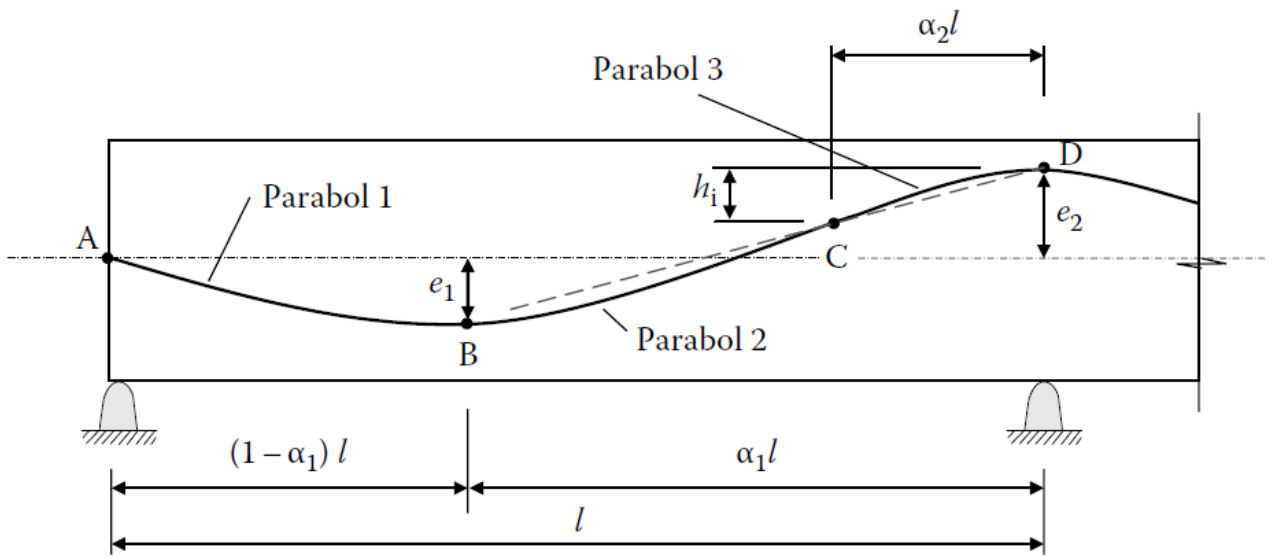
Hình 7-2 Quỹ đạo cốt thép căng trong dầm liên tục: a) Quỹ đạo tính toán; b) Quỹ đạo thực tế phân đoạn; c) Quỹ đạo thực tế liên tục

Xét một nhịp dầm như trong Hình 7-3, với quỹ đạo cốt thép căng gồm ba đoạn parabol. Các đoạn kề nhau được cho là trơn tại giao điểm nếu độ dốc của mỗi đoạn là như nhau, khi đó quỹ đạo cốt thép căng không bị gấp khúc. Trong Hình 7-3, B là điểm trên quỹ đạo cốt thép căng có độ lệch tâm cực đại (e_1), B cách gối giữa một khoảng $\alpha_1 l$. Tại B, các đoạn parabol 1 và 2 đều có độ dốc bằng 0. Điểm uốn tại C giữa hai đoạn parabol lõm 2 và parabol lồi 3 cách gối giữa một khoảng bằng $\alpha_2 l$, và có cùng độ dốc tại C. Tại D, độ lệch tâm là e_2 và độ dốc của đoạn parabol 3 bằng không. Để độ dốc của hai đoạn parabol 2 và 3 tại C bằng nhau, ta có:

$$h_i = \frac{\alpha_1}{\alpha_2} e_1 + e_2 \quad (7.3)$$

Điểm C nằm trên đường thẳng nối hai điểm có độ lệch tâm lớn nhất là B và D. Độ dốc của hai đoạn parabol 2 và 3 tại C bằng:

$$\theta_c = \frac{2(e_1 + e_2)}{\alpha_1 l} \quad (7.4)$$



Hình 7-3 Quỹ đạo cốt thép cứng gồm các đoạn hình parabol

Góc xoay của mỗi đoạn trong 3 đoạn parabol (κ_{p1} , κ_{p2} , κ_{p3}) được tính bằng:

$$\kappa_{p1} = \frac{1}{r_1} = \frac{2e_1}{l^2 (1 - \alpha_1)^2} \quad (\text{đoạn cong lõm}) \quad (7.5)$$

$$\kappa_{p2} = \frac{1}{r_2} = \frac{2 e_1 + e_2 - h_i}{l^2 \alpha_1 - \alpha_2^2} \quad (\text{đoạn cong lõm}) \quad (7.6)$$

$$\kappa_{p3} = \frac{1}{r_3} = \frac{2 e_1 + e_2}{\alpha_1 \alpha_2 l^2} \quad (\text{đoạn cong lồi}) \quad (7.7)$$

Trong đó r_1 , r_2 , r_3 là bán kính độ cong của ba đoạn parabol 1,2 và 3.

Khoảng cách $\alpha_2 l$ được chọn để đảm bảo khả năng uốn của ống gen chứa cốt thép cứng. Với cốt thép cứng dạng cốt thép cứng nhiều tao, r_3 phải lớn hơn 75ϕ trong đó ϕ là đường kính ống.

Biểu thức (7.3) và (7.7) được sử dụng để tính toán tải trọng tương đương đặt lên một quỹ đạo cốt thép cứng thực tế và để xác định ảnh hưởng của những tải trọng này lên ứng xử của dầm liên tục.

7.3.2. Tính toán theo trạng thái giới hạn sử dụng

Trước khi nứt, ứng xử của kết cấu về cơ bản là tuyến tính và có thể sử dụng nguyên tắc chất tải từng phần trong tính toán nội lực, tức là các nội lực và biến dạng do ứng suất trước và các

tải trọng ngoài có thể được tính toán riêng rẽ bằng cách sử dụng phân tích tuyến tính và nội lực hay biến dạng do tổ hợp tác động được xác định đơn giản bằng cách lấy tổng các tác động riêng rẽ.

Trong thực tế, phương pháp cân bằng tải trọng thường được áp dụng trong thiết kế kết cấu dầm liên tục BTUST. Theo phương này, tải trọng tương đương do ứng suất trước được lựa chọn sao cho cân bằng với toàn bộ hay một phần tải trọng ngoài tác dụng lên các phần của kết cấu.

Bằng cách chọn quỹ đạo cốt thép căng dạng parabol với độ võng z_d đảm bảo điều kiện bê dày lớp bê tông bảo vệ, lực ứng suất trước tối thiểu cần thiết để cân bằng tải trọng w_{bal} được tính như sau:

$$P = \frac{w_{bal} l^2}{8z_d} \quad (7.8)$$

Để kiểm soát độ võng cuối cùng của dầm liên tục, người ta thường lấy tải trọng cân bằng w_{bal} bằng tải dài hạn hoặc tải thường xuyên (hoặc một tỷ lệ % đáng kể của các tải trọng trên).

Phương pháp cân bằng tải có thể coi là phương pháp thông dụng nhất để xác định lực ứng suất trước trong dầm liên tục do tính đơn giản của nó. Tuy nhiên, phương pháp này không đảm bảo kiểm soát nứt do tải trọng không cân bằng và cũng không đảm bảo mọi tiết diện đủ điều kiện bền. Nếu tải trọng cân bằng nhỏ, lực ứng suất trước và lượng cốt thép căng cũng nhỏ, người ta có thể cần bố trí một lượng đáng kể thép không căng để tăng cường độ của các tiết diện quan trọng và để hạn chế độ rộng vết nứt khi kết cấu chịu đầy đủ tải trọng sử dụng.

Trước khi bị nứt, ứng suất trong bê tông trên mọi tiết diện của dầm liên tục có thể được tính toán dễ dàng bằng cách chỉ kiểm soát tải trọng không cân bằng và các hiệu ứng do ứng suất trước dọc trục gây ra.

Trong tính toán, lực ứng suất trước thường được giả định là không đổi trên toàn bộ cấu kiện. Với các cấu kiện dài, tổn hao ứng suất do ma sát có thể đáng kể và khi đó giả thuyết ứng suất không đổi có thể dẫn đến các sai sót nghiêm trọng khi tính toán, thiết kế. Để kể đến sự thay đổi của lực ứng suất trước theo chiều dài cốt thép căng, người ta có thể chia một cấu kiện liên tục thành các đoạn. Trong mỗi đoạn, lực ứng suất trước có thể được giả thiết không đổi và bằng giá trị ở giữa đoạn. Trong nhiều trường hợp, có thể chấp nhận mỗi nhịp riêng rẽ như một đoạn có ứng suất trước không đổi. Đôi khi, có thể cần chia thành các phân đoạn nhỏ hơn để mô hình hóa ảnh hưởng của sự thay đổi ứng suất trước chính xác hơn.

Khi tải trọng cân bằng tương đối nhỏ, tải trọng không cân bằng có thể gây nứt trong các vùng có mô men cực đại ở giữa nhịp và trên các gối giữa. Khi xảy ra nứt, độ cứng của cấu kiện giảm trong vùng lân cận vết nứt. Sự thay đổi độ cứng tương đối giữa các vùng mô men dương và mô men âm gây ra sự phân phối lại mô men. Trong các cấu kiện ứng suất trước, sự giảm độ cứng do nứt ở một vùng cụ thể không lớn bằng trên cấu kiện bê tông cốt thép tương đương

và sự phân phối lại mô men khi cấu kiện chịu tải trọng sử dụng ngắn hạn thường bị bỏ qua. Do đó, thông thường kết cấu được tính toán theo phương pháp đàn hồi tuyến tính cả trước và sau khi nứt. Tuy nhiên, không nên bỏ qua ảnh hưởng của nứt khi tính toán võng cấu kiện.

7.3.3. Tính toán theo trạng thái giới hạn độ bền

Khi tính toán theo trạng thái giới hạn độ bền, giá trị mô men tính toán M_{Ed} được xác định bằng tổng mô men do các tải trọng và mô men thứ cấp gây ra bởi ứng suất trước.

Các phản lực và mô men thứ cấp do ứng suất trước gây ra trong kết cấu siêu tĩnh được xác định bằng tính toán theo lý thuyết đàn hồi. Mô men sơ cấp, mô men thứ cấp và mô men do tải trọng đặt lên kết cấu được tính toán riêng rẽ và được tổ hợp lại theo nguyên lý chất tải từng phần. Tuy nhiên, nguyên lý chất tải từng phần chỉ được áp dụng khi ứng xử của cấu kiện là tuyến tính. Khi quá tải, cấu kiện ứng xử phi tuyến và không nên áp dụng nguyên tắc này.

Với điều kiện là kết cấu dẹt và phân phối mô men xảy ra khi tải trọng đạt đến giá trị gây sụp đổ công trình, có thể bỏ qua mô men thứ cấp khi tính toán cường độ thiết kế. Dù sao, việc kể đến một ước lượng không chính xác giá trị mô men thứ cấp thường không có gì nhiều hơn là việc tăng mô men ở gối và giảm mô men giữa nhịp hoặc ngược lại, tức là phân phối lại mô men. Do mô men tải trọng tính toán ở trạng thái tới hạn về cường độ được tính toán bằng phân tích đàn hồi, không có gì đảm bảo việc kể đến mô men thứ cấp sẽ cho một kết quả sát với mô men thực tế trong kết cấu sau mô men được phân phối lại.

Mặt khác, nếu tiết diện nguy hiểm ở gối giữa không dẹt, khi đó việc thiết kế tiết diện này cần phải được xem xét cẩn thận. Người ta thường tránh các tiết diện không dẹt bằng cách bố trí đủ lượng cốt thép chịu nén. Nếu không thể tránh được tiết diện không dẹt, người ta khuyến cáo rằng mô men thứ cấp (được tính toán bằng phân tích đàn hồi tuyến tính và độ cứng gộp) được xem xét ở trạng thái tới hạn về cường độ. Khi mô men thứ cấp ở gối giữa có cùng dấu với mô men do tải trọng ngoài gây ra, để an toàn người ta thường kể đến mô men thứ cấp với $\gamma_P = 1,0$ khi tính toán mô men M_{Ed} . Trường hợp mô men thứ cấp ngược dấu với mô men do tải trọng ngoài gây ra, để an toàn người ta thường bỏ qua ảnh hưởng của mô men thứ cấp.

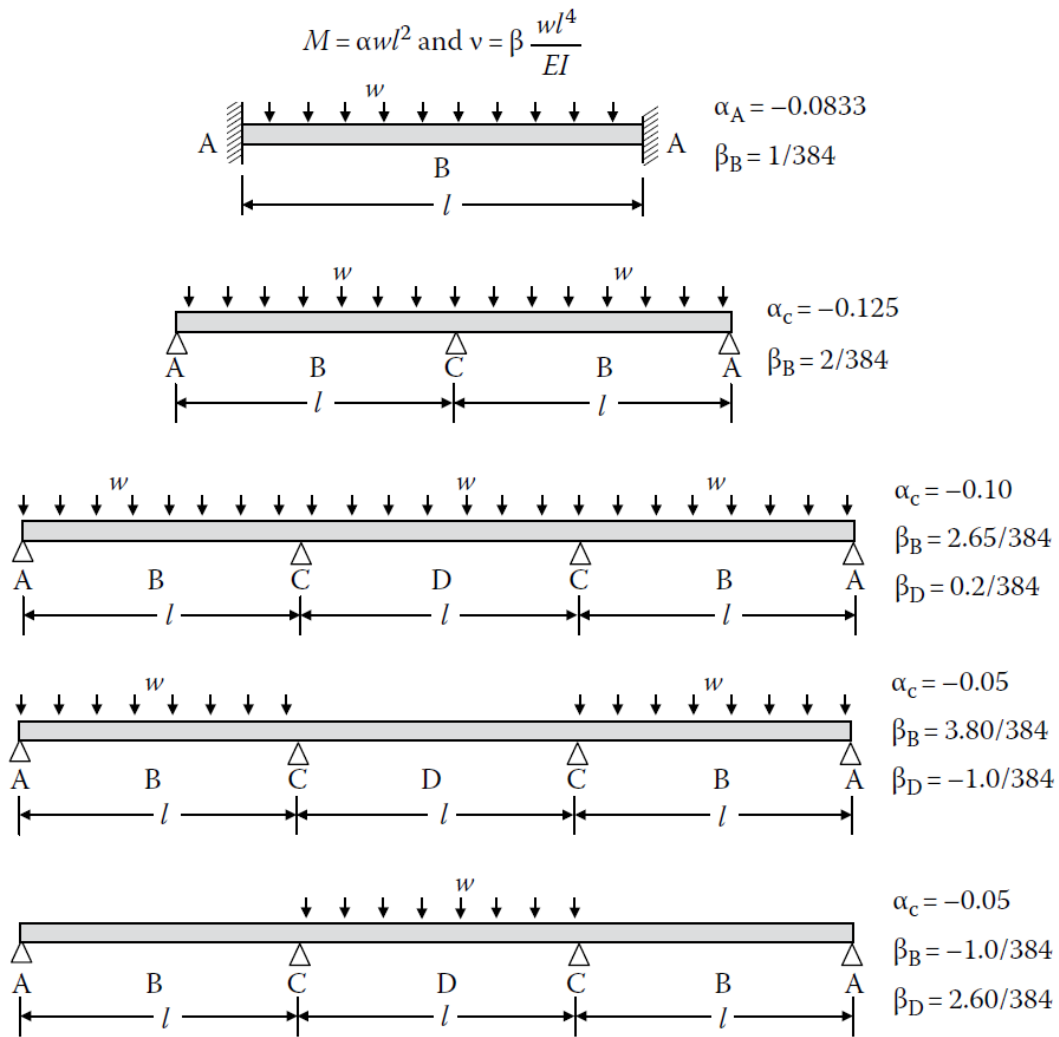
7.3.4. Các bước thiết kế

Quy trình thiết kế dầm UST liên tục như sau:

1. Xác định tải trọng lên dầm cả ở thời điểm trước UST và thời điểm chịu các tổ hợp tải trọng sử dụng để tính toán trạng thái tới hạn về cường độ. Thực hiện lựa chọn ban đầu về cường độ bê tông và tính toán các đặc trưng vật liệu.

Ước lượng gần đúng mô men thiết kế lớn nhất tại các tiết diện nguy hiểm để xác định sơ bộ kích thước tiết diện và tải trọng bản thân dầm. Có thể sử dụng các hệ số mô men và độ võng trong Hình 7-4.

Với dầm liên tục trong kết cấu nhà cửa, tỷ lệ nhịp/chiều cao tiết diện thường nằm trong khoảng từ 24-30, tùy thuộc vào mức tải trọng và loại tiết diện ngang.



Hình 7-4 Hệ số mô men và độ võng dầm liên tục đàn hồi có nhịp bằng nhau

2. Xác định giá trị bao mô men uốn và lực cắt tại cả hai thời điểm truyền UST và khi kết cấu chịu đầy đủ tải trọng sử dụng. Các hình bao nội lực này sẽ kể đến ảnh hưởng của tải trọng bản thân, tĩnh tải thường xuyên do các lớp hoàn thiện, hoạt tải và giá trị lớn nhất và nhỏ nhất do tải trọng truyền (transient load) gây ra.

3. Xác định thứ giá trị lực UST và quỹ đạo cấp.

Xác định số lượng và kích thước cốt thép căng cũng như đường kính ống phù hợp.

4. Thay thế điểm gập khúc trên quỹ đạo cấp lý tưởng tại mỗi gối giữa bằng một đoạn parabol lồi ngắn. Xác định tải tương đương do UST và sử dụng phân phối mô men (hoặc phương pháp phân tích tương đương) xác định mô men tổng do UST tại thời điểm chuyển UST và sau tổn hao ứng suất theo thời gian giả định. Bằng cách trừ biểu đồ mô men sơ cấp khỏi mô men tổng, ta xác định được biểu đồ mô men thứ cấp và, từ điều kiện tĩnh, xác định các phản lực siêu tĩnh tại mỗi gối.

5. Kiểm tra ứng suất bê tông tại bất cứ tiết diện nào do UST (bao gồm cả ảnh hưởng thứ cấp và sơ cấp) tại cả thời điểm truyền UST và sau khi đã kể đến mọi tổn hao). Nếu

dầm được UST hoàn toàn, UST ước lượng thử ở Bước 3 dựa trên giả thiết quỹ đạo cốt thép căng lý tưởng và bỏ qua mô men thứ cấp. Nếu mô men thứ cấp đáng kể, ứng suất tính toán ở đây có thể không nằm trong giới hạn cho phép và có thể cần phải có sự thay đổi của lực UST hoặc độ lệch tâm.

6. Tính toán tổn hao UST và kiểm tra các giả thiết đã đặt ra.

7. Kiểm tra cường độ chịu mô men tại mỗi tiết diện nguy hiểm. Nếu cần, bổ sung thêm cốt thép chịu kéo không căng để tăng cường độ và cốt thép chịu nén để tăng độ dẻo cho tiết diện. Có thể cho phép phân phối lại một phần mô men khi tính toán ở trạng thái tới hạn về cường độ để giảm mô men âm cực đại tại gối tựa giữa và đảm bảo rằng tiết diện ngang tại gối có đủ độ dẻo cần thiết.

8. Kiểm tra độ võng tại thời điểm truyền UST và độ võng dài hạn cuối cùng. Khi thiết kế kết cấu UST từng phần, kiểm tra nuzts trong các cùng có mô men cực đại. Xem xét bố trí cốt thép không căng để giảm biến dạng theo thời gian nếu cần. Điều chỉnh kích thước tiết diện hoặc mức UST (hoặc cả hai) nếu điều kiện võng không đảm bảo.

9. Kiểm tra cường độ chịu cắt của dầm (và cả cường độ chịu xoắn nếu có). Thiết kế cốt thép chịu cắt phù hợp.

10. Thiết kế vùng neo.

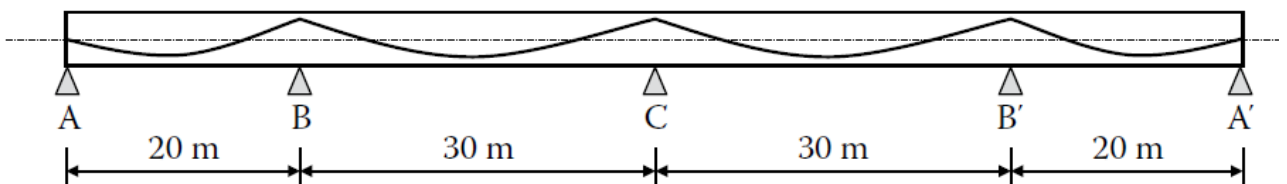
Lưu ý: Độ bền và yêu cầu chống cháy thường được thỏa mãn bởi sự lựa chọn phù hợp về cường độ bê tông và lớp bê tông bảo vệ cốt thép trong Bước 1 và 3.

Ví dụ 7.1

Thiết kế một dầm chữ I bốn nhịp như trong Hình 7-5. Dầm có tiết diện chữ I chịu tải trọng thường xuyên phân bố đều bằng 25 kN/m (chưa kể trọng lượng bản thân) và hoạt tải sử dụng bằng 20 kN/m. Dầm được phép nứt tại vị trí có tải trọng cực đại.

Dầm được UST bằng kích đồng thời ở hai đầu do đó lực UST đối xứng qua gối C và tránh được tổn hao ứng suất trước quá mức.

Cường độ bê tông tại thời điểm 28 ngày $f_{ck} = 50 \text{ Mpa}$ ($f_{cd} = 33,3 \text{ MPa}$), và tại thời điểm truyền ứng suất $f_{ck}(t) = 40 \text{ Mpa}$ ($f_{cd}(t) = 26,67 \text{ MPa}$). Cốt thép căng có $f_{pk} = 1860 \text{ Mpa}$.



Hình 7-5 Mặt bên dầm liên tục

Bước 1 và 2:

Đầu tiên cần xác định mô men uốn do tải trọng ngoài. Do dầm đối xứng qua điểm C, biểu đồ bao mô men được xác định như Hình 7-6 từ các trường hợp bố trí hoạt tải khác nhau.

Giả thiết trọng lượng bản thân dầm bằng 15 kN/m, tổng tải trọng thường xuyên bằng 40 kN/m và tải trọng thiết kế được tính toán như sau:

$$\gamma_G w_G = 1,35 \cdot 40 = 54 \text{ kN/m}$$

$$\gamma_Q w_Q = 1,5 \cdot 20 = 30 \text{ kN/m}$$

Mô men tính toán lớn nhất M_{Ed} tại gối C, khi hoạt tải sử dụng chỉ phân bố tại nhịp BC và B'C. Do đó từ biểu đồ trong Hình 7-6 ta có:

$$M_{Ed} = -80,9 \times 54 + (-46,6 - 46,3) \times 30 = 7147 \text{ kNm}$$

Lựa chọn sơ bộ tiết diện ngang dầm chữ nhật theo công thức sau:

$$bd^2 \geq \frac{7147 \times 10^6}{0,27 \times 33,3} = 794 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

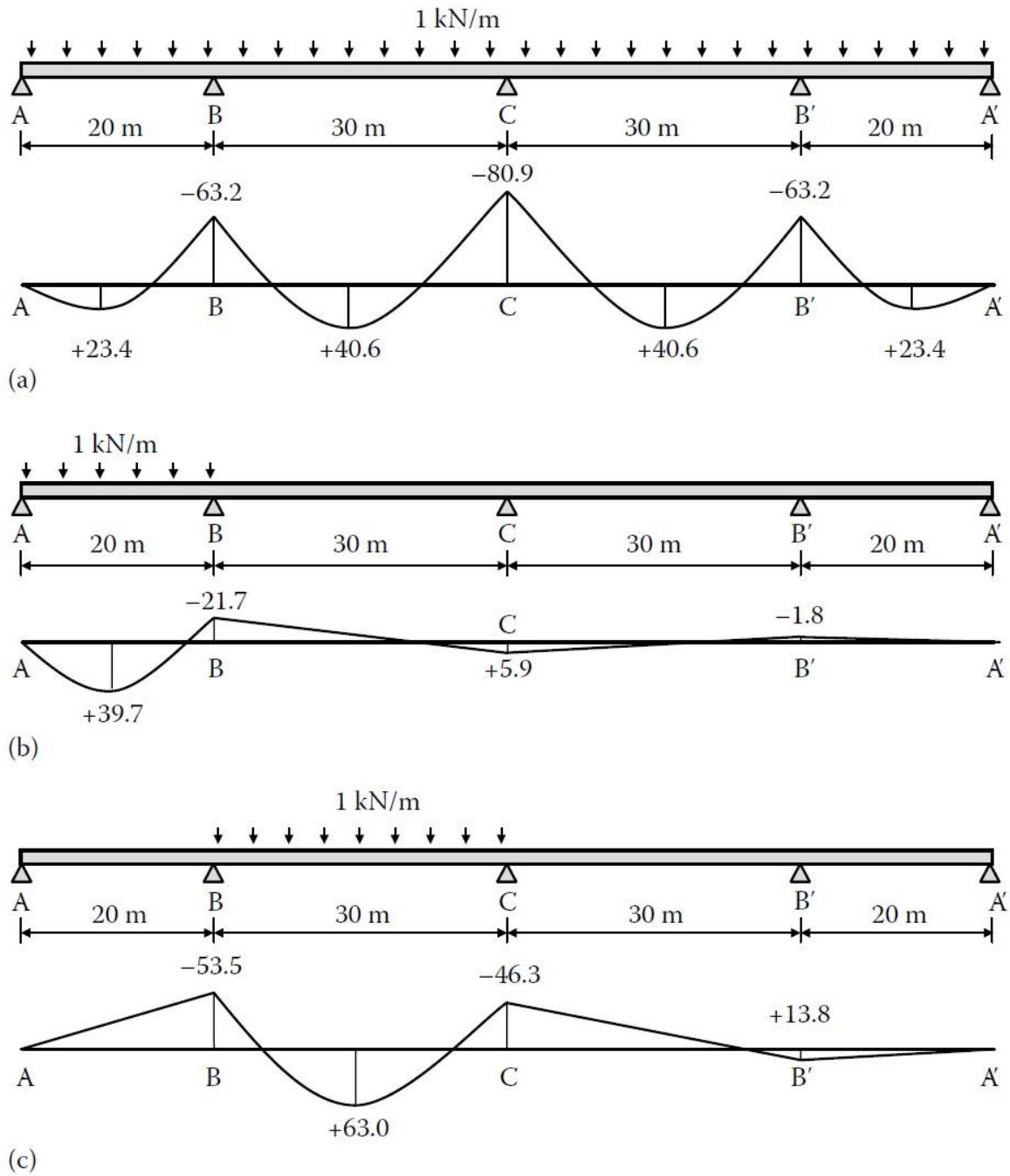
Chọn $b = 750 \text{ mm}$, $d = 1100 \text{ mm}$, và $h = 1250 \text{ mm}$.

Tỷ lệ nhịp/chiều cao tiết diện đối với nhịp giữa bằng 24 đảm bảo trạng thái giới hạn về điều kiện sử dụng.

Thể tích vùng chịu nén được lấy bằng $F_{cd} = \eta f_{cd} \lambda x b$ với $\lambda = 0,8$ và $\eta = 1,0$ với bê tông có cường độ chịu nén bằng 50 Mpa. Cánh tay đòn cặp ngẫu lực được lấy bằng $0,85d$ như sau:

$$\lambda x = \frac{M_{Ed}}{0,85d\eta f_{cd} b} = \frac{7147 \times 10^6}{0,85 \times 1100 \times 1,0 \times 33,3 \times 750} = 306 \text{ mm}$$

Chọn tiết diện chữ I có bề rộng bản cánh bằng 350mm và bề rộng bản bụng bằng 250mm.



Hình 7-6 Biểu đồ mô men uốn (kN/m) do tải trọng đơn vị phân bố đều: (a) Trường hợp tải 1 – tải trọng phân bố đều trên toàn dầm; (b) Trường hợp tải 2 – tải trọng chỉ phân bố trên nhịp AB; (c) Trường hợp tải 3 – tải trọng chỉ phân bố trên nhịp BC.

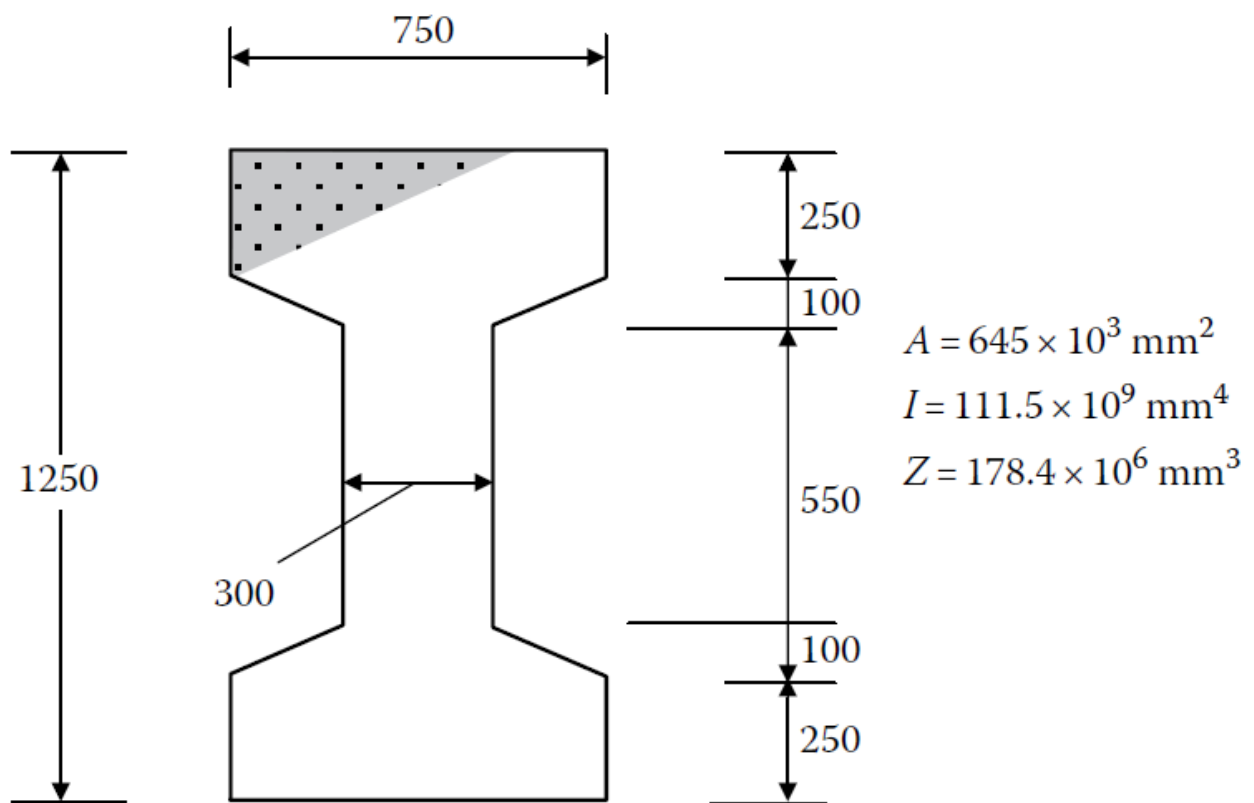
Để đảm bảo khả năng chịu cắt của bản bụng, cần kiểm tra điều kiện phá hoại do nén trên bản bụng dầm. Nếu bỏ qua thành phần thẳng đứng của lực UST P_v , ta có:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd}}{\cot \theta_v + \tan \theta_v}$$

Lực cắt lớn nhất V_{Ed} cũng có thể xuất hiện gần gối C khi hoạt tải được đặt trên nhịp BC và CB' và bằng 1251 kN. Giả sử lực nén dọc trung bình xấp xỉ bằng $\sigma_{cp} = 5 \text{ MPa}$, ta có $\alpha_{cw} = 1,15$, cánh tay đòn giữa lực kéo vào nén trên tiết diện $z = 0,8h = 1000 \text{ mm}$, $\nu_1 = 0,48$ và $\cot \theta_v = 2,5$, điều kiện kiểm tra khả năng chịu cắt trở thành:

$$b_w \geq \frac{2,5 + 0,4 \times 1251 \times 10^3}{1,15 \times 1000 \times 0,48 \times 33,33} = 197 \text{ mm}$$

Cần chọn bề rộng bản bụng lớn hơn đáng kể so với giá trị tối thiểu để tránh hàm lượng cốt thép ngang quá lớn gây khó khăn khi thi công. Chọn sơ bộ đường kính cáp D100, khi đó bề rộng bản bụng đảm được lấy bằng $b_w = 300 \text{ mm}$.



Hình 7-1 Tiết diện sơ bộ và các đặc trưng

Tiết diện ngang và các đặc trưng tiết diện đã chọn được minh họa trong Hình 7-1. Trọng lượng bản thân dầm $24 \times 0,645 = 15,5 \text{ kN/m}$ lớn hơn 5% so với sơ bộ ban đầu. Mô men âm lớn nhất tại gối C được tính lại bằng 7210 kNm.

Bước 3:

Sử dụng ống gen đường kính 100mm, lớp bê tông bảo vệ bằng 40mm, cốt đai đường kính 12mm, độ lệch tâm tại gối giữa và giữa nhịp bằng:

$$e_{\max} = 625 - 40 - 12 - \frac{3}{4} \times 100 = 498 \text{ mm}$$

Độ võng (treo) cáp giữa nhịp BC và CB' bằng:

$$z_{d.BC \max} = 2 \times 498 = 996 \text{ mm}$$

Tải trọng cân bằng được lấy bằng 32 kN/m cân bằng với trọng lượng bản thân và 2/3 tải bổ sung). Ứng suất trước hiệu dụng cần thiết trong nhịp BC bằng:

$$P_{m,t \ BC} = \frac{32 \times 30^2}{8 \times 0,996} = 3614 \text{ kN}$$

Giả thiết tổn hao ma sát giữa điểm giữa nhịp AB và điểm giữa nhịp BC bằng 15%, ta có:

$$P_{m,t \ AB} = \frac{3614}{0,85} = 4252 \text{ kN}$$

Khoảng cách cần thiết từ trọng tâm cáp đến trọng tâm tiết diện trong nhịp AB bằng:

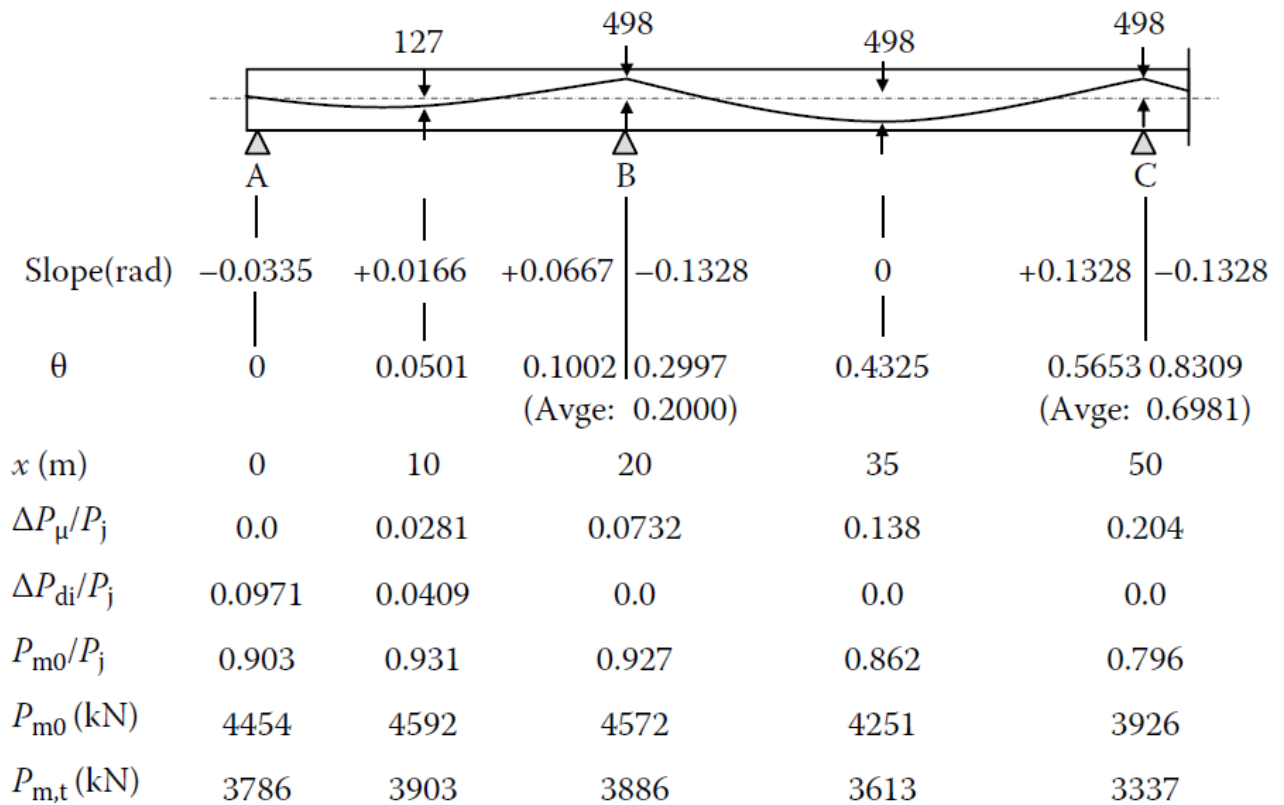
$$z_{d.AB} = \frac{32 \times 20^2}{8 \times 4252} = 0,376 = 376 \text{ mm}$$

Quy đạo cốt thép căng lý tưởng trên nhịp AB và BC như trong Hình 7-7 với độ dốc và tổn hao ma sát tương ứng (tính toán với $\mu = 0,19$ và $k = 0,01$). Tổn hao ma sát ở giữa nhịp BC bằng 13,38%, và tổn hao ứng suất theo thời gian trên nhịp BC được giả thiết bằng 15%, do đó lực kích cần thiết bằng:

$$P_j = \frac{3614}{0,862 \times 0,85} = 4932 \text{ kN}$$

Sử dụng cáp UST loại 7 tao cáp đường kính 12,5mm bằng có diện tích tiết diện ngang bằng 93,0 mm², $f_{pk} = 1860 \text{ Mpa}$ và $f_{p0,1k} = 1600 \text{ Mpa}$. Ứng suất lớn nhất trong cáp và kích nhỏ hơn $0,8f_{pk} = 1488 \text{ MPa}$ hoặc $0,9f_{p0,1k} = 1440 \text{ MPa}$. Số lượng tối cáp tối thiểu bằng $5858 / 133,9 = 44$. Sử dụng hai bó cáp mỗi bó có 2219 tao cáp ($A_p = 1767 \text{ mm}^2$).

Chọn



Hình 7-7 Tổn hao ma sát và lực căng trong cáp UST

Hai sợi cáp được đặt cạnh nhau tại thớ trên dầm phía trên gối tựa và thớ dưới dầm ở giữa nhịp BC.

Độ dốc của đường ứng suất trước trong vùng nhịp cạnh gối A là:

$$\beta = \frac{0,028l \times P_1}{l_{AB} / 2} = 13,86 \text{ N/mm}$$

Chiều dài dầm tương ứng với tổn hao ứng suất draw-in bằng:

$$L_{dl} = \sqrt{\frac{195,000 \times 2 \times 2046 \times 6}{13,86}} = 17,27 \text{ mm}$$

Lực UST tổn hao tại vị trí kích do trượt tại vị trí neo bằng:

$$\Delta P_{dl \ Ldl} = 2\beta L_{dl} = 2 \times 13,86 \times 17,27 \times 10^{-3} = 479 \text{ kN} (= 0,097lP_1)$$

Và tại vị trí giữa nhịp

$$\begin{aligned} \Delta P_{dl \ AB} &= 2\beta L_{dl} - l_{AB} / 2 = 2 \times 13,86 \times 17272 - 1000 \times 10^{-3} \\ &= 202 \text{ kN} (= 0,0409P_1) \end{aligned}$$

Lực UST ban đầu P_{m0} tại các tiết diện nguy hiểm (sau khi đã kể đến tổn hao do ma sát và do tụt neo) được thể hiện trong Hình 7-8, cùng với UST hiệu dụng sau khi kể đến 15% tổn hao UST theo thời gian.

UST hiệu dụng trung bình trong nhịp AB bằng 3858 kN (không phải bằng 4252 kN như đã chọn sơ bộ) và UST trung bình hiệu dụng trong nhịp BC bằng 3612 kN. Độ treo cáp tính toán lại trong nhịp AB và độ lệch tâm tại giữa nhịp bằng:

$$z_{d.AB} = \frac{32 \times 20^2}{8 \times 3858} \times 10^3 = 415 \text{ mm} \quad \text{và} \quad e_{AB} = z_{d.AB} - \frac{e_B}{2} = 166 \text{ mm}$$

Sự điều chỉnh nhỏ về quỹ đạo cáp sẽ không gây ra sự thay đổi đáng kể về tổn hao ma sát.

Bước 4:

Sau đó tính toán chịu tải trọng tương đương do UST hiệu dụng gây ra. Cáp UST chuyển hướng đột ngột tại vị trí gối tựa B và C được thay thế bằng một đoạn ngắn có hình dạng parabol ngược.

Tải trọng ngang tương đương phân bố đều do lực UST hiệu dụng xấp xỉ bằng 32 kN/m (hướng lên). Sử dụng biểu đồ mô men trong Hình 7-6a, mô men tổng cộng tại B và C là:

$$M_{pt \ B} = +63,2 \times 32 = 2022 \text{ kNm}$$

$$M_{pt \ C} = +80,9 \times 32 = 2589 \text{ kNm}$$

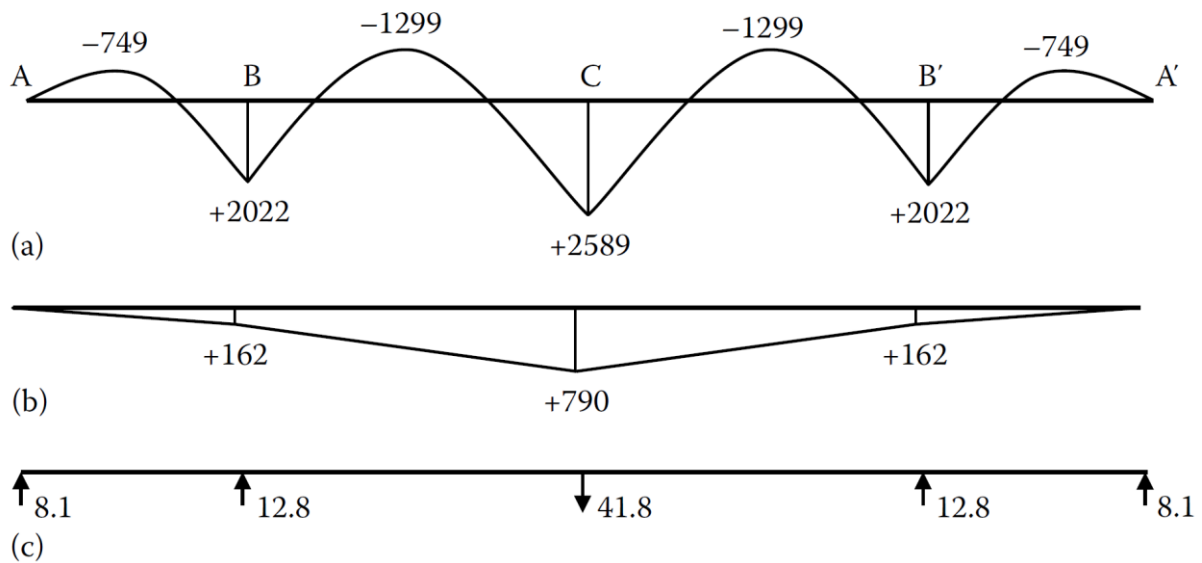
Mô men thứ cấp tại B và C được tính toán bằng cách lấy mô men sơ cấp tương ứng trừ đi ứng suất trước trung bình tại mỗi nhịp (đã được sử dụng để tính toán mô men tổng cộng):

$$M_{ps \ B} = M_{pt \ B} - M_{m,t} e_B = 2022 - 0,5 \times 3858 + 3612 \times 0,498 = 162 \text{ kNm}$$

$$M_{ps \ C} = M_{pt \ C} - M_{m,t} e_C = 2589 - 3612 \times 0,498 = 790 \text{ kNm}$$

Biểu đồ mô men tổng và biểu đồ mô men thứ cấp cũng như là phản lực siêu tĩnh được minh họa trong Hình 7-8. Cần chú ý rằng, trong dầm thực, tải trọng ngang tương đương thay đổi dọc theo chiều dài dầm do lực UST thay đổi và biểu đồ mô men gần đúng như trong Hình 7-8. Biểu đồ mô men chính xác do lực UST và phản lực siêu tĩnh được xác định bằng cách

chia mỗi nhịp thành các đoạn nhỏ hơn (bốn đoạn mỗi nhịp) và giả thiết rằng UST không đổi trên mỗi đoạn.



Hình 7-8 Mô men và phản lực do lực UST hiệu dụng trung bình: (a) Mô men tổng do UST gây ra (kNm); (b) Mô men sơ cấp (kNm); (c) Phản lực siêu tĩnh (kN)

Bước 5:

Cần kiểm tra ứng suất trong bê tông tại thời điểm truyền ứng suất. Tải trọng ngang tương đương tại thời điểm truyền ứng suất bằng $32/0,85 = 37,6$ kN/m hướng lên và trọng lượng bản thân là 15,5 kN/m hướng xuống. Do đó, tải trọng không cân bằng bằng 22,1 kN/m hướng lên. Tại gối C, mô men do tải trọng không cân bằng phân bố đều (Hình 7-6a) bằng:

$$M_{unbal\ C} = +80,9 \times 22,1 = 1788 \text{ kNm}$$

Và lực nén trước ban đầu tại C bằng 3926 kN. Ứng suất trong bê tông tại thớ ngoài cùng trên gối D ngay sau khi truyền ứng suất bằng:

$$\sigma_{top} = -\frac{3926 \times 10^3}{645 \times 10^3} - \frac{1788 \times 10^6}{178,4 \times 10^6} = -6,09 - 10,02 = -16,11 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{btm} = -\frac{3926 \times 10^3}{645 \times 10^3} + \frac{1788 \times 10^6}{178,4 \times 10^6} = -6,09 + 10,02 = +3,93 \text{ MPa}$$

Ứng suất kéo trung bình tại thời điểm truyền ứng suất $f_{ctm} = 3,5$ MPa và do đó nứt sẽ xảy ra tại gối C khi truyền ứng suất. Cần bố trí thêm cốt thép dính bám tại thớ trên của gối C để kiểm soát nứt khi truyền ứng suất. Với mức ứng suất kéo này, có thể tính được nội lực kéo trong bê tông với giả thiết không nứt và phải bố trí đủ thép không căng chịu kéo với ứng suất kéo trong cốt thép bằng 200 MPa. Trong trường hợp này, vùng chịu kéo trong tiết diện không

nứt nằm hoàn toàn trong chiều dày 250mm của cánh dưới tiết diện và lực kéo (xác định từ phân bố ứng suất tính toán được) bằng 361 kN, do đó ta có:

$$A_{s_{btm}} = \frac{361 \times 10^3}{200} = 1806 \text{ mm}^2$$

Chọn 4D25 (1964 mm²) hoặc cốt thép có diện tích tương đương.

Một giải pháp thay thế cốt thép không căng là gây ứng suất trước theo giai đoạn, theo đó ban đầu chỉ gây ứng suất trước một phần lên bê tông khi cấu kiện chỉ chịu trọng lượng bản thân và phần UST còn lại được bỏ sụn khi phần tĩnh tải dài hạn (hoặc một phần tĩnh tải dài hạn) được chắt lên cấu kiện. Điều này sẽ tránh tình huống tạo UST tối đa khi mới chắt tải trọng ngoài tối thiểu như trường hợp bên trên.

Tính toán tương tự để kiểm tra nứt tại các tiết diện khác khi truyền ứng suất. Tại gối B,

$M_{unbal_B} = +63,2 \times 22,1 = 1397 \text{ kNm}$, $P_{m0} = 4572 \text{ kN}$ và $\sigma_{btm} = 0,74 \text{ MPa}$. Khi đó sẽ không xuất hiện vết nứt tại gối B khi truyền ứng suất. Như vậy vết nứt sẽ chỉ xuất hiện tại gối C khi truyền ứng suất.

Với dầm chỉ được tạo ứng suất trước một phần, trước khi kiểm tra cấu kiện chịu toàn bộ tải trọng (sử dụng các phân tích tiết diện nứt trong vùng nứt), cần xác định lượng cốt thép thường cần thiết để đảm bảo điều kiện cường độ.

Bước 6:

Trong ví dụ này, tổn hao ứng suất theo thời gian tính toán được coi như thỏa mãn. Trong thực tế, tất nhiên, tổn hao phải được tính toán lại theo quy trình đã được giới thiệu trong các phần trước.

Bước 7:

Cường độ mỗi tiết diện ngang đã được kiểm tra. Trong ví dụ này, chỉ tính toán với tiết diện tại gối C. Từ bước (3), mô men thiết kế do tĩnh tải tính toán cộng thêm hoạt tải (trong trường hợp phân tích đàn hồi) bằng -7201 kNm. Mô men sơ cấp được xác định với hệ số an toàn bằng 1,0. Do đó:

$$M_{Ed} = -7201 + 790 = -6411 \text{ kNm}$$

Khi kể đến cả mô men thứ cấp, tương ứng với phân phối lại mô men tại gối C bằng 11%. Mô men thứ cấp sẽ gây ra sự tăng tương ứng mô men dương giữa nhịp. Nếu tiết diện ngang tại C đủ dẻo, có thể cho phép phân phối thêm mô men âm tại gối C. Trong ví dụ này, không xét đến trường hợp phân phối thêm mô men tại C.

Cường độ chịu mô men tính toán tối thiểu tại C $M_{Rd} = 6411 \text{ kNm}$. Cường độ tiết diện ngang với bề rộng bản cánh $b = 750 \text{ mm}$ với diện tích cốt thép căng $A_p = 3534 \text{ mm}^2$ tại $d_p = 1123 \text{ mm}$ bằng:

$$M_{Rdl} = 5037 \text{ kNm (với } x = 245,8 \text{ mm)}$$

Cần bố trí thêm cốt thép không căng chịu kéo bổ sung $A_{s \text{ top}}$ cần thiết ở thớ trên tiết diện tại gối C. Nếu khoảng cách từ trọng tâm cốt thép đến mép chịu nén $d_o = 1185 \text{ mm}$, A_s được tính toán như sau:

$$A_{s \text{ top}} \geq \frac{M_{Ed} - M_{Rdl}}{f_{yd} z} = \frac{6411 - 5037 \times 10^6}{435 \times 0,9 \times 1185 - 0,8 \times 245,8} = 3551 \text{ mm}^2$$

Bố trí 8D25 ở thớ trên gối C (3928 mm²). Ngoài ra cũng có thêm 4D25 bổ sung ở thớ dưới để kiểm soát nứt khi truyền ứng suất. Các thanh bổ sung ở thớ dưới này nằm trong vùng chịu nén làm tăng độ dẻo của cầu kiện ở trạng thái giới hạn về cường độ. Theo phân tích cường độ của tiết diện đã chọn cùng với bố trí cốt thép như Hình 7-9, tiết diện ngang cầu kiện tại gối C đảm bảo điều kiện cường độ và phân phối lại mô men cần thiết theo EN1992-1-1.

Tính toán tương tự cũng cho thấy cần bố trí 4D25 trong vùng mô men âm tại vị trí gối B và B', tuy nhiên tại vị trí giữa nhịp tất cả các nhịp, chỉ riêng cốt thép căng cũng đủ đảm bảo điều kiện cường độ mà không cần bố trí thêm cốt thép thường.

Bước 8:

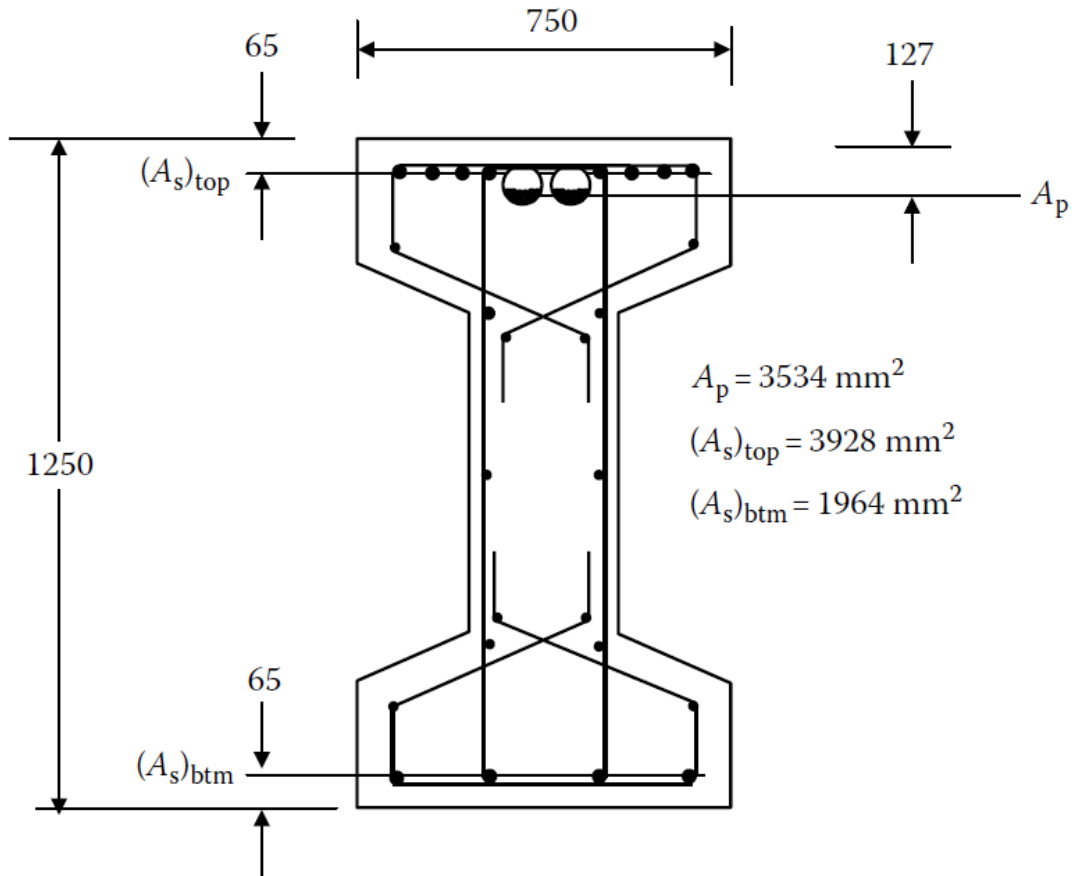
Cần kiểm tra nứt khi cầu kiện chịu tải trọng sử dụng. Với ứng suất trước hiệu dụng cân bằng bằng 32 kN/m, tải trọng không cân bằng treo bằng $w_{unbal,sus} = 25 + 15,5 - 32 = 8,5 \text{ kN/m}$ và tải trọng ngắn hạn không cân bằng bằng 20 kN/m. Sử dụng hệ số mô men trong Hình 7-6 và hoạt tải ngắn hạn chỉ nằm trên nhịp BC và CB', mô men tối đa không cân bằng tại gối C bằng:

$$M_{unbal \text{ C}} = 8,5 \times -80,9 + 20 \times 92,6 = -2540 \text{ kNm}$$

Với ứng suất trước hiệu dụng tại C, $P_{m,t} = 3337 \text{ kN}$, ứng suất tại thớ trên cùng trong bê tông do tải trọng không cân bằng gây ra bằng:

$$\sigma_{c,top} = -\frac{3337 \times 10^3}{645 \times 10^3} + \frac{2540 \times 10^6}{178,4 \times 10^6} = -5,17 + 14,24 = +9,07 \text{ MPa}$$

Khi cường độ chịu kéo của bê tông $f_{ctm} = 3,5 \text{ Mpa}$, mô men do tải trọng không cân bằng sẽ xuất hiện. Sai số liên quan đến việc ước lượng mô men gây nứt dựa trên tính toán ứng suất đàn hồi có thể khá lớn, khá đáng kể. Từ biến và co ngót có thể gây ra sự phân bố lại ứng suất trên tiết diện theo thời gian, đặc biệt là khi tiết diện ngang chứa đáng kể cốt thép không căng (như trong trường hợp này). Nếu muốn ước lượng chính xác ứng suất trên tiết diện, cần thực hiện phân tích ứng suất theo thời gian.



Hình 7-9 Bố trí cốt thép trên tiết diện ngang tại gối C

Cần phân tích tiết diện nứt để xác định sự giảm độ cứng tiết diện do nứt gây ra và sự tăng ứng suất kéo trong cốt thép để kiểm soát nứt. Mô men lớn nhất tại C bằng tổng mô men do toàn bộ tải trọng sử dụng và mô men sơ cấp:

$$M_C = -80,9 \times 25 + 15,5 + 20 \times -92,6 + 790 = -4338 \text{ kNm}$$

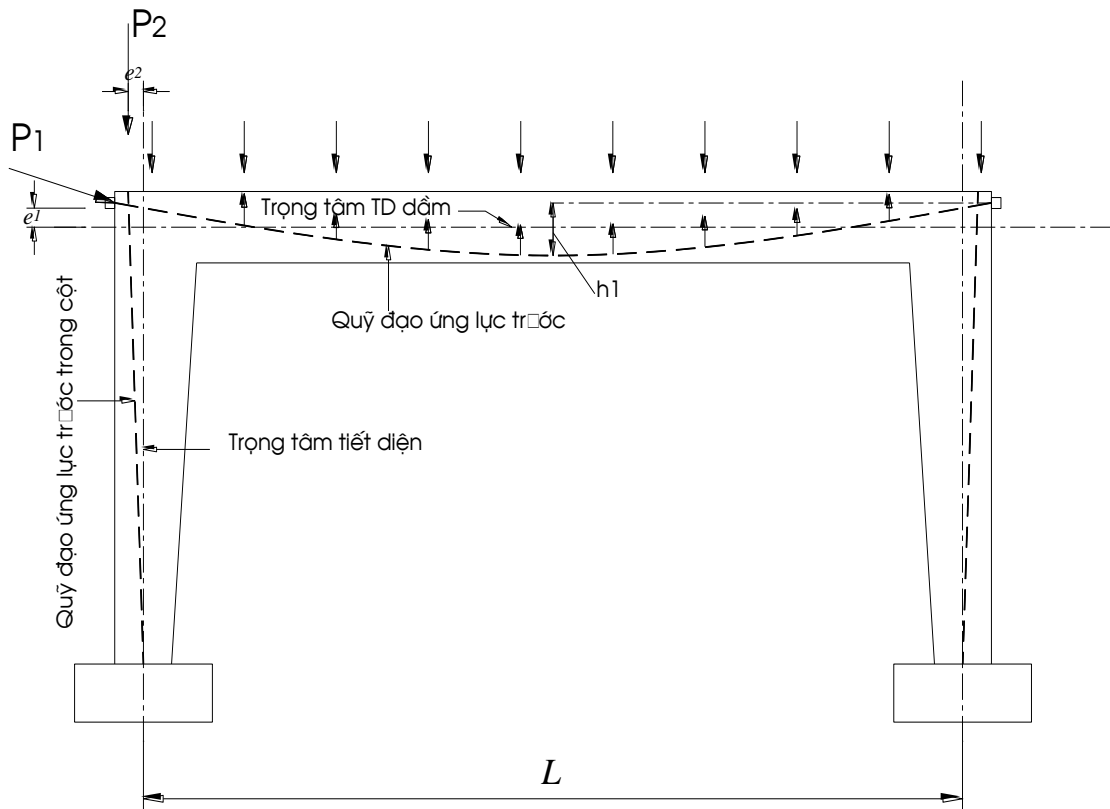
Phân tích tiết diện nứt cho thấy rằng ứng suất kéo trong cốt thép không căng lớp trên tại giá trị mô men này chỉ bằng 106 Mpa, nhỏ hơn rất nhiều so với số gia ứng suất bằng 200 Mpa quy định trong EN 1992-1-1 với cốt thép D25 nếu bề rộng vết nứt lớn nhất bị giới hạn nhỏ hơn 0,3mm. Do đó bề rộng vết nứt được coi là nhỏ trong trường hợp này.

Ngoài ra cần kiểm tra thêm điều kiện về võng và tính toán thiết kế chịu cắt, thiết kế vùng neo để hoàn thiện thiết kế dầm này.

7.4. Khung siêu tĩnh bê tông ứng suất trước

Kết cấu khung bê tông ứng suất trước thường được áp dụng hiệu quả đối với các công trình nhịp lớn như nhà chứa máy bay, bể bơi, nhà thi đấu, nhà ga, nhà sản xuất, rạp hát... Các bố cốt thép căng có thể được bố trí trong dầm hoặc trong cả dầm và cột như được thể hiện trên Hình 7.5. Ứng suất trước trong dầm thường được thiết kế theo phương pháp cân bằng tải trọng. Ứng suất trước trong cột được thiết kế để tạo ra mômen cân bằng với mômen tại các

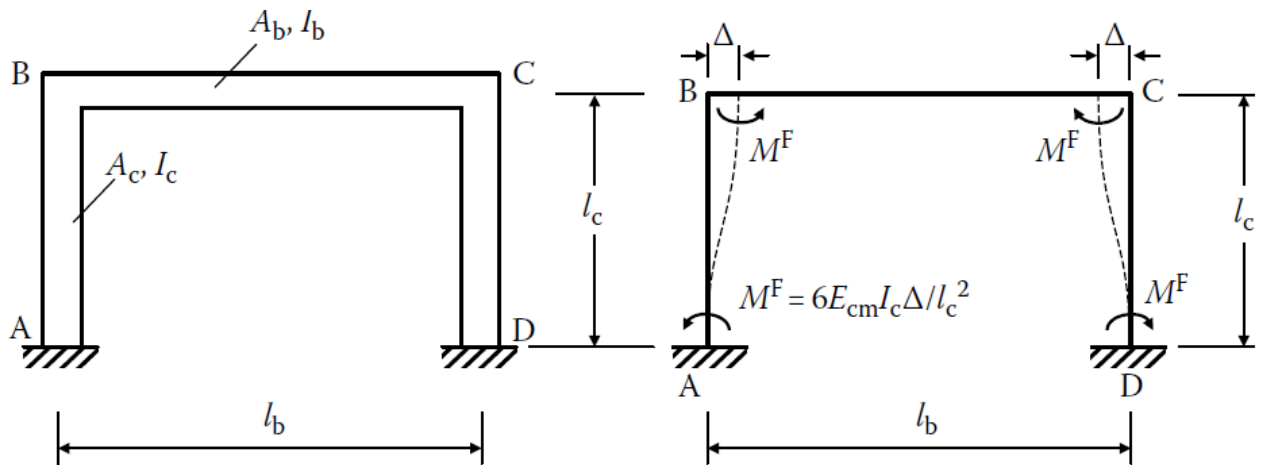
nút khung do tải trọng ngoài và ứng lực trước trong dầm gây ra.



Hình 7-5 Khung nhịp lớn bê tông ứng suất trước

Kết cấu dầm chuyên hay tầng cứng trong nhà cao tầng là các kết cấu thích hợp để áp dụng giải pháp ứng suất trước. Trong một số trường hợp, trên các tầng của nhà cao tầng yêu cầu có không gian rộng, nhịp lớn. Đối với các kết cấu khung loại này việc sử dụng giải pháp ứng suất trước tỏ ra có hiệu quả.

Phương pháp tải trọng tương đương là một cách tiếp cận thuận tiện để xác định mô men sơ cấp và thứ cấp trong các kết cấu khung. Đối với dầm liên tục, người ta cho rằng tất cả các cấu kiện đều được tự do co giãn dọc trục. Trong thực tế, điều này thường không đúng đối với các cấu kiện nằm ngang trong khung vì chúng bị kìm chế biến dạng dọc trục do độ cứng chống uốn của cột thẳng đứng.



Hình 7-6 Kết cấu khung siêu tĩnh

Xét khung một nhịp như Hình 7-6a. Do sự co ngắn dọc trục của dầm BC do ứng suất trước, đỉnh của mỗi cột di chuyển ngang một lượng Δ . Khung bị biến dạng và hệ quả là trong dầm và cột khung xuất hiện các nội lực. Độ lớn nội lực sinh ra do co ngắn dọc trục phức tạp thuộc vào độ cứng tương đối của cột và dầm. Cột càng cứng, càng hạn chế co ngắn dọc trục của dầm, và do đó càng làm giảm lực ứng suất trước trong dầm.

Như vậy, nội lực thứ cấp trong kết cấu khung bê tông ứng suất trước ngoài bao gồm các đại lượng như trong dầm liên tục, còn có nội lực phát sinh do kiềm chế biến dạng dọc trục. Đây là một đặc điểm riêng biệt của kết cấu khung siêu tĩnh bê tông ứng suất trước.

Ví dụ 7.2:

Xác định phân phối mô men sơ cấp, thứ cấp và bậc 3 cho khung siêu tĩnh như Hình 7-10a. Cột thẳng đứng AB và ED là cột căng trước với quỹ đạo cốt thép căng thẳng đứng, dầm ngang BD căng sau với quỹ đạo cốt thép căng hình parabol.

Dầm BD có tiết diện ngang 1200x450mm, tiết diện cột 900x450mm. Dầm chịu hoạt tải phân bố đều 10 kN/m và tĩnh tải bổ sung bằng 5 kN/m và trọng lượng bản thân dầm 13 kN/m. Nếu $E_{cm} = 30,000$ Mpa, mô men do tải trọng phân bố đều tổng cộng lên dầm (tĩnh tải + hoạt tải + trọng lượng bản thân = 28 kN/m) được tính toán theo phân bố mô men như trên Hình 7-10b.

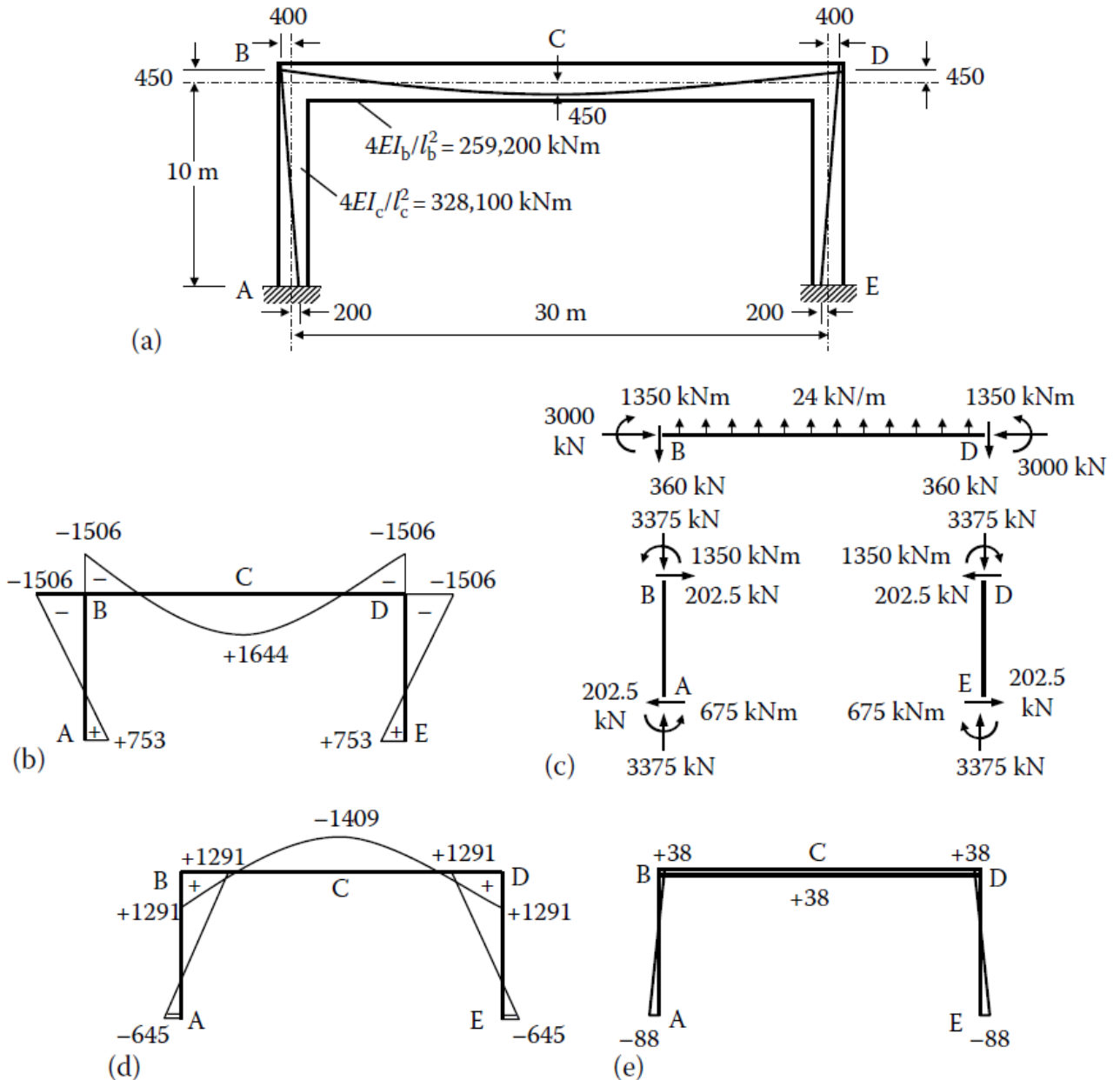
Lực UST và quỹ đạo cốt thép căng được xác định theo trạng thái giới hạn về điều kiện sử dụng. Với dầm, quỹ đạo cốt thép căng được chọn như trong Hình 7-10 và UST hiệu dụng cần thiết cân bằng với trọng lượng bản thân và tĩnh tải được xác định như sau:

$$P_{m,t.BD} = \frac{18 \times 30^2}{8 \times 0,9} = 2250 \text{ kN}$$

Nếu tổn hao ứng suất theo thời gian được lấy bằng 25%, lực UST trung bình trong dầm ngay sau khi truyền ứng suất $P_{m0.BD} = 3000$ kN.

Để xác định UST hiệu dụng trong cột, lấy mô men sơ cấp trong dầm và trong cột tại nút B và D bằng nhau. Nếu độ lệch tâm trong cột tại B (so với trọng tâm tiết diện cột) bằng 4000 mm như trong Hình 7-10a, ta có $0,4P_{m,t.AB} = 0,45P_{m,t.BD}$. Do đó ta có:

$$P_{m,t.AB} = \frac{2250 \times 0,45}{0,4} = 2531 \text{ kN}$$



Hình 7-10 Nội lực trong khung siêu tĩnh một tầng một nhịp: (a) Mặt đứng; (b) Mô men do tải trọng theo phương trọng lực; (c) Tải trọng tương đương do UST; (d) Mô men sơ cấp + thứ cấp do UST (kNm); (e) Mô men do kiểm chế dọc trục (kNm).

Tổn hao ứng suất theo thời gian trong cột cũng được lấy bằng 25% và lực UST tại thời điểm ngay sau khi truyền UST $P_{m0.AB} = 3375 \text{ kN}$.

Sử dụng phương pháp tải trọng tương đương và phân phối mô men để xác định mô men sơ cấp và thứ cấp do UST gây ra. Tải trọng tương đương do cốt thép căng trong cầu kiện bê tông ngay sau khi truyền UST như trong Hình 7-10c. Mô men FEM tại hai đầu dầm được xác định như sau:

$$M_{BD}^F = \frac{2P_{m0.BD}z_{d.BD}}{3} = \frac{2 \times 3000 \times 0,9}{3} = 1800 \text{ kNm}$$

Từ phân phối mô men, mô men sơ cấp và thứ cấp do UST được tính toán và minh họa như trên Hình 7-10d.

Để tính toán ảnh hưởng bậc 3 của kiềm chế dọc trục, co ngắn dọc trục BD ngay sau khi truyền UST được xác định bằng:

$$\Delta = \frac{3000 \times 10^3}{30000 \times 1200 \times 450} \frac{30000}{2} = 2,78 \text{ mm}$$

Mô men FEM trong cột được tính bằng:

$$M^F = \frac{6 \times 30000 \times 900^3 \times 450}{10000^2 \times 12} \times 2,78 = 136,8 \text{ kNm}$$

Phân phối mô men do ảnh hưởng của kiềm chế bậc 3 được minh họa trên Hình 7-10e. Lực kéo do co ngắn dọc trục gây ra trong dầm BD chỉ bằng 12,6 kN và có thể bỏ qua trong trường hợp này khi so sánh với lực UST ban đầu.

Chương 8. CẤU TẠO BÊ TÔNG ỨNG SUẤT TRƯỚC VÀ THIẾT KẾ VÙNG NEO

8.1. CẤU TẠO BÊ TÔNG ỨNG SUẤT TRƯỚC

8.1.1. Nguyên tắc chung

Những nguyên tắc cấu tạo bê tông ứng suất trước liên quan đến bê tông và cốt thép thường (cốt thép không căng), phải tuân thủ theo chỉ dẫn như đối với kết cấu bê tông cốt thép.

Lớp bê tông bảo vệ cốt thép trong kết cấu bê tông ứng suất trước được quy định trong Chương 2.

Cấu tạo cốt thép thường (cốt thép không căng) trong kết cấu bê tông ứng suất trước, bao gồm cả cốt thép dọc và cốt thép ngang, phải tuân theo chỉ dẫn như đối với kết cấu bê tông cốt thép (không ứng suất trước).

Cấu tạo cốt thép trong vùng neo của kết cấu bê tông ứng suất trước, bao gồm cả phương pháp căng trước và căng sau, phải tuân theo các chỉ dẫn ở các mục 8.2 và 8.3.

8.1.2. Nguyên tắc bố trí thép căng

Khoảng cách giữa các ống lồng đặt cốt thép căng theo phương pháp căng sau hoặc các thanh cốt thép căng theo phương pháp căng trước phải đảm bảo yêu cầu đổ, đầm bê tông và phải đảm bảo phát huy đầy đủ khả năng bám dính giữa bê tông và cốt thép căng.

Khoảng cách thông thủy theo phương ngang và phương đứng giữa các thanh cốt thép căng theo phương pháp căng trước phải tuân theo chỉ dẫn như trên Hình 8-1 với ϕ là đường kính thanh cốt thép căng theo phương pháp căng trước và d_g là kích cỡ lớn nhất của cốt liệu. Có thể sử dụng cách bố trí khác, nhưng phải có kết quả thí nghiệm minh chứng sự làm việc ở trạng thái giới hạn thỏa mãn về:

- bê tông chịu nén tại neo;
- sự phá vỡ bê tông;
- neo giữ cốt thép căng;
- đổ bê tông giữa các thanh cốt thép.

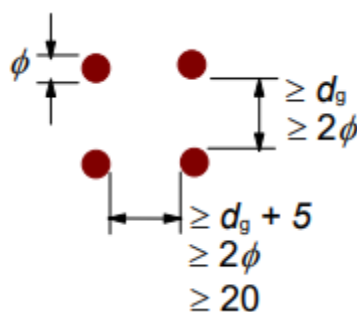
Độ bền lâu và nguy cơ ăn mòn cốt thép căng tại đầu mút cấu kiện cần được thiết kế theo chỉ dẫn trong Chương 2.

Không bố trí cốt thép căng trong vùng neo, ngoại trừ khi có thể thực hiện được việc đổ, đầm bê tông và phát huy đầy đủ khả năng bám dính giữa bê tông và cốt thép căng.

Các ống lồng đặt cốt thép căng theo phương pháp căng sau phải được bố trí và thi công sao cho:

- có thể đổ bê tông an toàn, không gây hư hỏng các ống lồng;
- bê tông có thể chịu được các lực do phần cong của ống lồng gây ra trong quá trình căng và sau khi căng cốt thép;

- vữa bơm không rò rỉ vào trong các ống lồng khác trong quá trình bơm vữa.



Hình 8-1 Khoảng cách thông thủy tối thiểu giữa các thanh cốt thép căng theo phương pháp căng trước

Các ống lồng đặt cốt thép căng trong các cấu kiện căng sau không được bó lại với nhau, ngoại trừ trường hợp một cặp ống lồng được bố trí theo phương đứng, ống nọ trên ống kia.

Bán kính cong của quỹ đạo bó cốt thép căng phải phù hợp với loại cốt thép căng và tuân theo quy định của EN 10138.

8.1.3. Neo và bộ nối cốt thép căng

Neo và bộ nối sử dụng cho bó cốt thép căng sau phải phù hợp với hệ thống ứng suất trước được chỉ định.

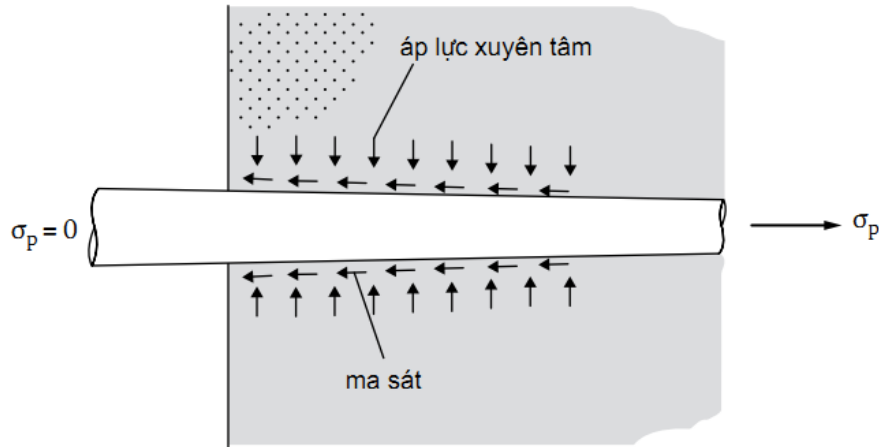
Bộ nối phải được bố trí cách xa các gối tựa trung gian và số thanh cốt thép căng được nối trên mỗi tiết diện không được bằng hoặc lớn hơn 50% tổng số thanh cốt thép căng trên tiết diện đó.

8.2. VÙNG NEO TRONG BÊ TÔNG ỨNG SUẤT TRƯỚC CĂNG TRƯỚC

8.2.1. Khái niệm chung

Trong kết cấu bê tông ứng suất trước căng trước, phạm vi vùng neo và sự phân bố ứng suất trong vùng đó phụ thuộc vào chất lượng lực dính bám giữa cốt thép căng và bê tông. Phân bố ứng suất trong vùng neo như trong Hình 8-2. Các thông số chiều dài sau (Hình 8-3) phải được xem xét:

- Chiều dài truyền ứng suất trước l_{pt} mà qua đó lực ứng suất trước P_0 được truyền lên bê tông một cách đầy đủ;
- Chiều dài phân tán l_{disp} mà qua đó ứng suất trong bê tông phân tán dần thành phân bố tuyến tính trên tiết diện bê tông;
- Chiều dài neo l_{bpd} mà qua đó lực trong bó cốt thép căng F_{pd} ở trạng thái giới hạn độ bền được neo đầy đủ trong bê tông.



Hình 8-2 Phân bố ứng suất trong vùng neo kết cấu BTUST căng trước

8.2.2. Truyền ứng suất trước

Khi buông cốt thép căng, có thể giả thiết ứng suất trước được truyền lên bê tông bởi ứng suất bám dính không đổi f_{bpt} không đổi, được xác định:

$$f_{bpt} = \eta_{p1} \eta_1 f_{ctd} \quad (8.1)$$

trong đó

η_{p1} là một hệ số có tính đến loại cốt thép căng, lấy bằng:

$\eta_{p1} = 2,7$ đối với sợi thép có khía;

$\eta_{p1} = 3,2$ đối với cáp 3 sợi và 7 sợi;

η_1 phụ thuộc vào các điều kiện bám dính và bằng:

$\eta_1 = 1,0$ đối với điều kiện bám dính tốt;

$\eta_1 = 0,7$ ngược lại, ngoại trừ khi có thể điều chỉnh thành các giá trị cao hơn liên quan đến các điều kiện đặc biệt trong thi công.

$f_{ctd} \ t$ là cường độ chịu kéo tính toán của bê tông tại thời điểm buông cốt thép căng:

$$f_{ctd} \ t = 0,7 \alpha_{ct} f_{ctm} \ t / \gamma_c .$$

Giá trị cơ bản của độ dài truyền l_{pt} được lấy bằng:

$$l_{pt} = \alpha_1 \alpha_2 \phi s_{pm0} / f_{bpt} \quad (8.2)$$

trong đó

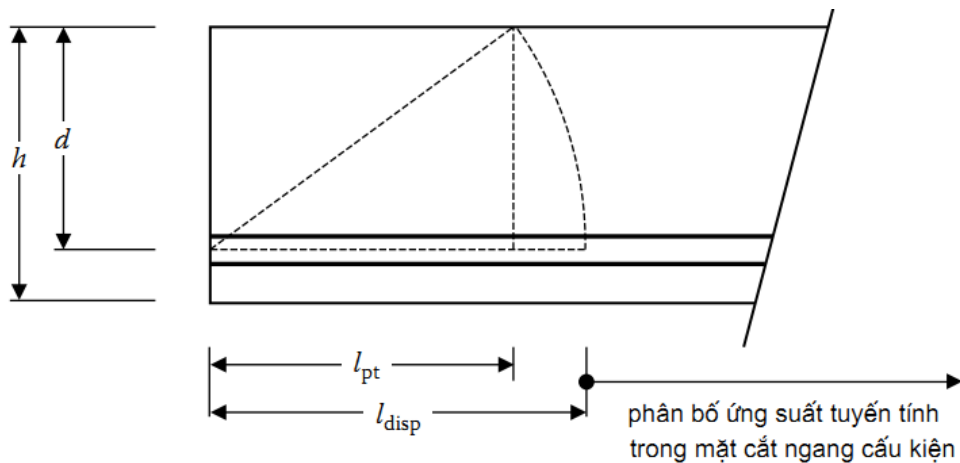
α_1 phụ thuộc vào phương pháp buông cốt thép căng, lấy bằng 1.0 khi buông từ từ và lấy bằng 1.25 khi buông đột ngột;

α_2 phụ thuộc vào loại cốt thép căng, lấy bằng 0.25 đối với cốt thép dạng tròn và 0.19 đối với tao cáp 3 sợi và 7 sợi;

ϕ là đường kính danh nghĩa của cốt thép căng;

σ_{pm0} là ứng suất trong cốt thép căng ngay sau khi buông.

Phụ thuộc và tình huống thiết kế, giá trị tính toán của chiều dài truyền được lấy giá trị ít có lợi hơn trong hai giá trị $l_{pt1} = 0.8 l_{pt}$ hoặc $l_{pt2} = 1.2 l_{pt}$. Khi tính toán kiểm tra ứng suất cục bộ lúc buông cốt thép căng, giá trị l_{pt1} là phù hợp. Khi tính toán theo trạng thái giới hạn độ bền, giá trị l_{pt2} là phù hợp.



Hình 8-3 Tính toán giai đoạn truyền UST trong BTUST căng trước

Tiêu chuẩn EN 1992-1-1 giả thiết ứng suất trong bê tông gây ra bởi ứng suất trước trong cấu kiện được căng trước có phân bố tuyến tính trên các tiết diện bên ngoài chiều dài phân tán l_{disp} (Hình 8-3) như sau:

$$l_{disp} = \sqrt{l_{pt}^2 + d^2} \quad (8.3)$$

8.2.3. Neo cốt thép căng đối với trạng thái giới hạn độ bền

Trong trường hợp tiết diện có mô men uốn lớn ở đầu hoặc gần đầu cấu kiện như trong dầm nhịp ngắn hoặc công xôn, vùng neo có thể bị nứt do ảnh hưởng của mô men uốn này. Khi đó cần kiểm tra neo của cốt thép căng ở những khu vực có khả năng bị nứt, tức là ở những khu vực có ứng suất kéo trong bê tông vượt quá $f_{ctk,0.05}$. Trong trường hợp này, lực căng trong cốt thép phải được tính toán đối với tiết diện có vết nứt. Cường độ bám dính của cáp ở trạng thái giới hạn cực hạn được xác định bằng:

$$f_{bpd} = \eta_{p2} \eta_1 f_{ctd} \quad (8.4)$$

trong đó

η_{p2} phụ thuộc vào loại cáp ($\eta_{p2} = 1.4$ đối với cáp có gờ và $\eta_{p2} = 1.2$ đối với cáp bẫy sợi);

η_1 được định nghĩa như công thức (8.1);

f_{ctd} được lấy từ công thức 4.12, nhưng do độ giòn của bê tông cường độ cao ngày càng tăng,

$f_{ctk,0.05}$ không nên lấy lớn hơn giá trị của bê tông C60 / 75 (tức là 3.1 MPa).

Độ dài neo cần thiết để phát triển ứng suất σ_{pd} ở trạng thái giới hạn cực hạn được đưa ra bởi:

$$l_{bpd} = l_{pt2} + \alpha_2 \phi (\sigma_{pd} - \sigma_{pm\infty}) / f_{bpd} \quad (8.5)$$

trong đó

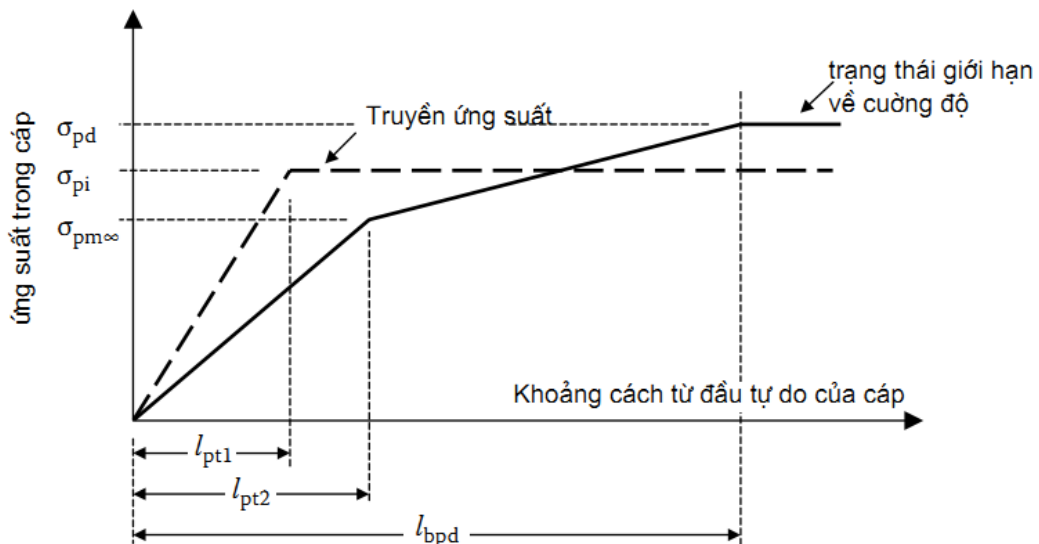
$$l_{pt2} = 1.2l_{pt1};$$

α_2 như được xác định trong công thức (8.2) và

$\sigma_{pm\infty}$ là ứng suất cáp sau tất cả các tổn hao.

Chiều dài l_{bpd} được minh họa trong Hình 8-4 và là tổng giá trị thiết kế trên của chiều dài truyền l_{pt2} và chiều dài bám dính bổ sung cần thiết để ứng suất trong thép tăng từ $\sigma_{pm\infty}$ đến σ_{pd} .

Trong trường hợp sử dụng cốt thép căng không dính bám ở gần cuối của một cấu kiện căng trước và thiết kế cho phép lực kéo ở tải trọng sử dụng trong chiều dài phát triển, thì nên sử dụng chiều dài phát triển tối thiểu của cáp không bám dính là $2l_{bpd}$.



Hình 8-4 Sự thay đổi của ứng suất trong thép gần với đầu tự do của cáp UST căng trước

Diện tích cốt thép ngang cần thiết A_{sb} (dưới dạng thép đai) trong vùng neo của cầu kiện căng trước được xác định đơn giản như sau:

$$A_{sb} = 0.021 \frac{h}{l_{pt}} \frac{P_{m0}}{\sigma_{sb}} \quad (8.6)$$

trong đó

h là chiều cao tổng thể của cầu kiện;

P_{m0} là lực ứng suất ngay sau khi truyền và

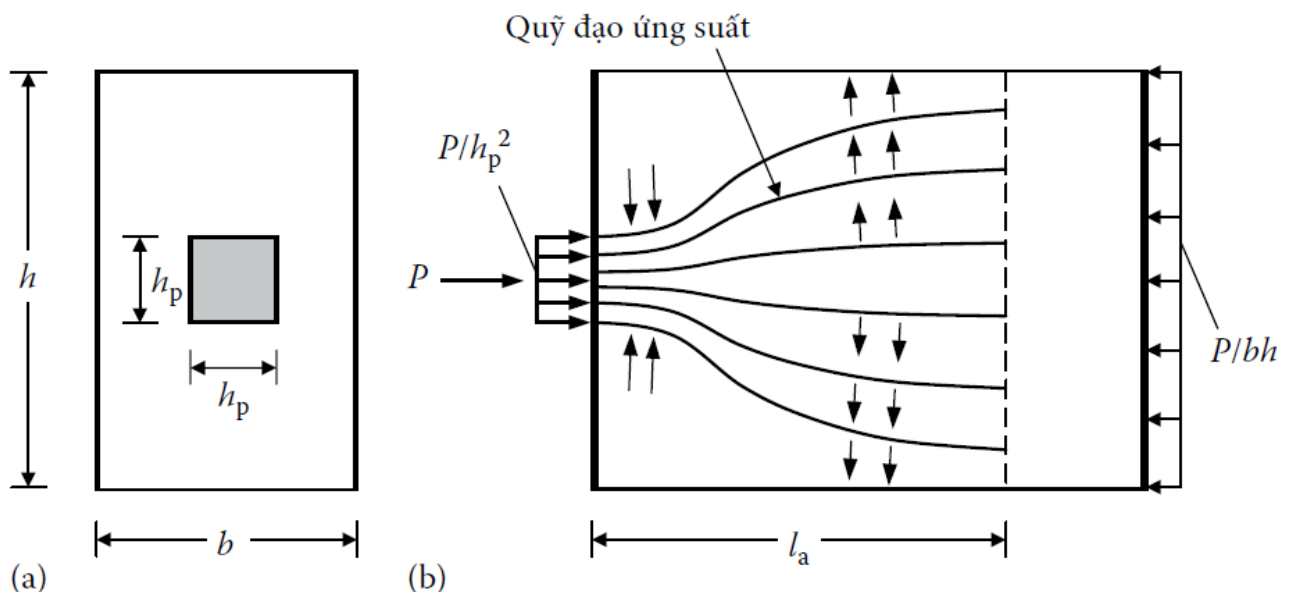
σ_{sb} là ứng suất cho phép trong cốt thép để kiểm soát vết nứt.

Trường hợp ứng suất trong cốt thép được giới hạn nhỏ hơn 300Mpa, không cần kiểm tra bề rộng vết nứt. Cốt thép ngang A_{sb} nên được đặt cách đều nhau trong khoảng $0,2h$ tính từ mặt cuối của cầu kiện.

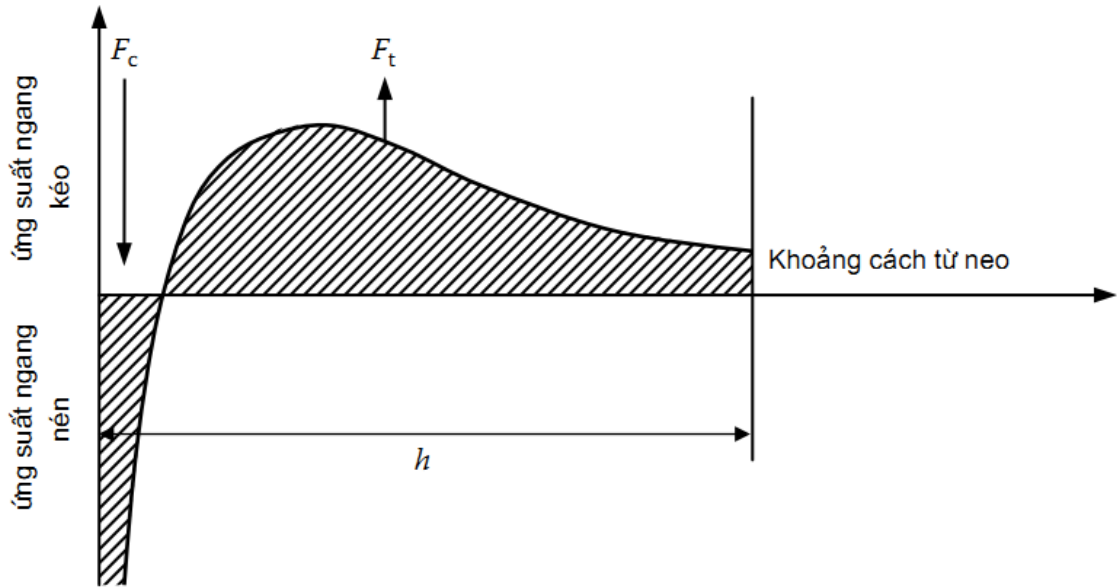
8.3. VÙNG NEO TRONG BÊ TÔNG ỨNG SUẤT TRƯỚC CĂNG SAU

Phá hoại trong vùng neo của cầu kiện bê tông ứng suất trước căng sau chủ yếu xảy ra trong quá trình thi công. Vùng neo có thể bị phá hoại do nứt hoặc tách bê tông do không bố trí đủ cốt thép ngang.

Trường hợp bố trí một neo đúng tâm, quỹ đạo ứng suất trong vùng neo được thể hiện như trên Hình 8-5. Trong vùng có chiều dài l_a kể từ tâm neo, xuất hiện ứng suất theo phương ngang đáng kể. Phân bố ứng suất ngang dọc theo bó cốt thép căng với chiều dài bằng chiều cao h của cầu kiện được thể hiện trên Hình 8-5. Sự thay đổi ứng suất theo phương ngang dọc theo và vuông góc với trục cầu kiện được minh họa trong Hình 8-6.

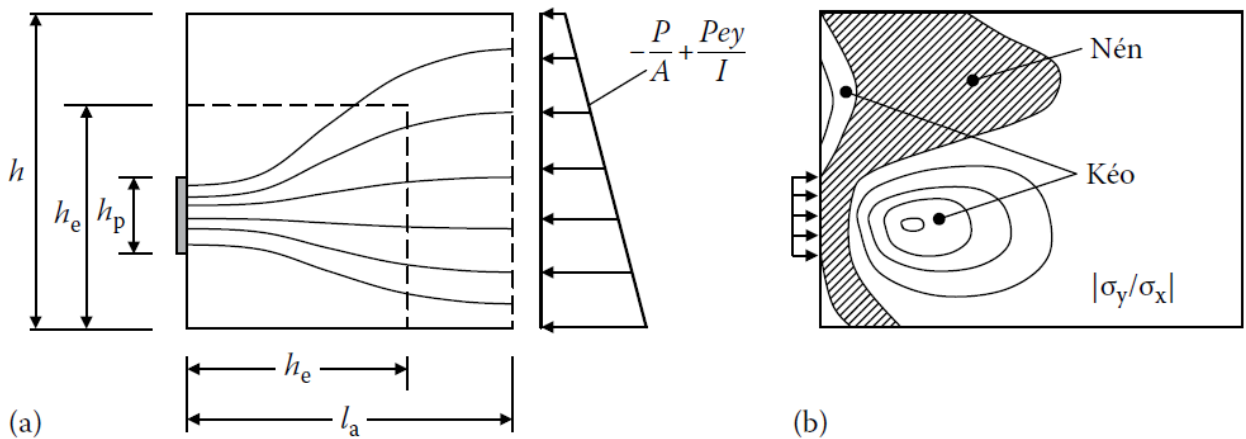


Hình 8-5 Các quỹ đạo ứng suất cho tâm neo đặt ở trung tâm (a) Vị trí neo; (b) Mặt bên cầu kiện.



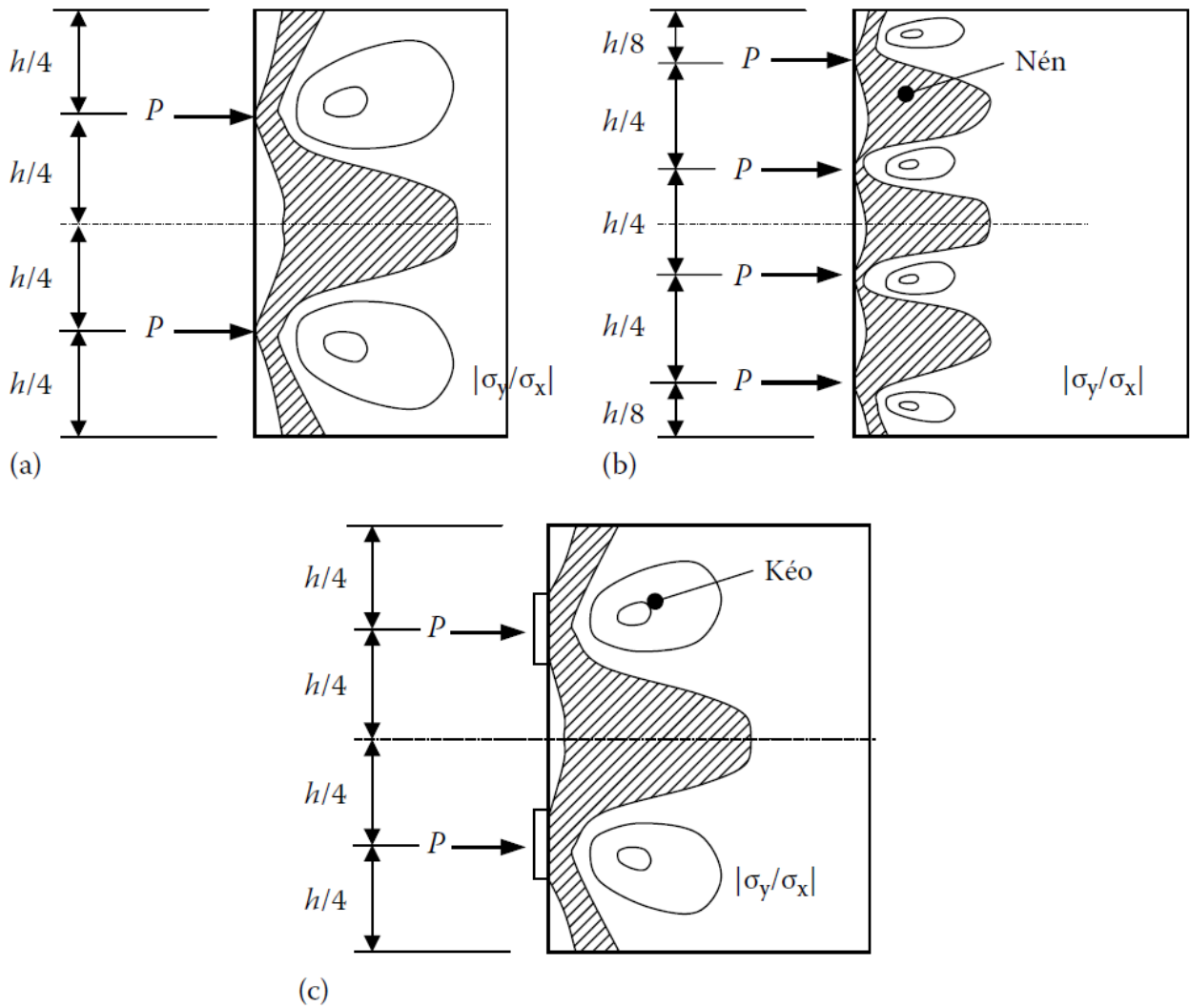
Hình 8-6 Phân bố ứng suất ngang phía sau một neo đơn trung tâm

Trong trường hợp bố trí một neo lệch tâm, quỹ đạo ứng suất được thể hiện trên Hình 8-7a, còn sự phân bố ứng suất trong vùng neo - như trong Hình 8-7b.



Hình 8-7 Quỹ đạo và biểu đồ ứng suất biểu đồ cho một neo lệch tâm. (a) Quỹ đạo ứng suất. (b) Đường đồng ứng suất

Trên Hình 8-8 minh họa phân bố ứng suất ngang trong vùng neo của cấu kiện được bố trí nhiều neo. Độ dài vùng cấu kiện mà trên đó tồn tại ứng suất ngang đáng kể (l_a) giảm theo số lượng neo đặt đối xứng. Ứng suất kéo trong bê tông cũng xuất hiện ngay trên bề mặt đặt neo tại vị trí cạnh neo (Hình 8-8).



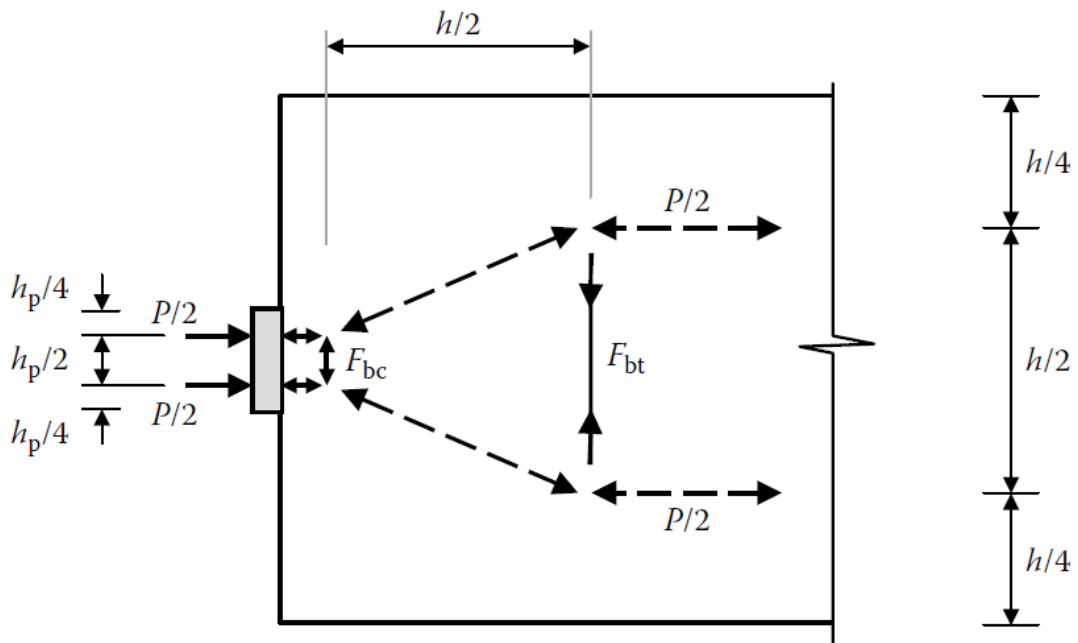
Hình 8-8 Các đường đồng mức ứng suất ngang cho các vùng cuối có nhiều neo.
 (a) Hai neo được đặt đối xứng - $h_p/h = 0$. (b) Bốn neo được đặt đối xứng - $h_p/h = 0$. (c) Hai tám neo được đặt đối xứng.

8.3.1. Phân tích nội lực trong vùng neo

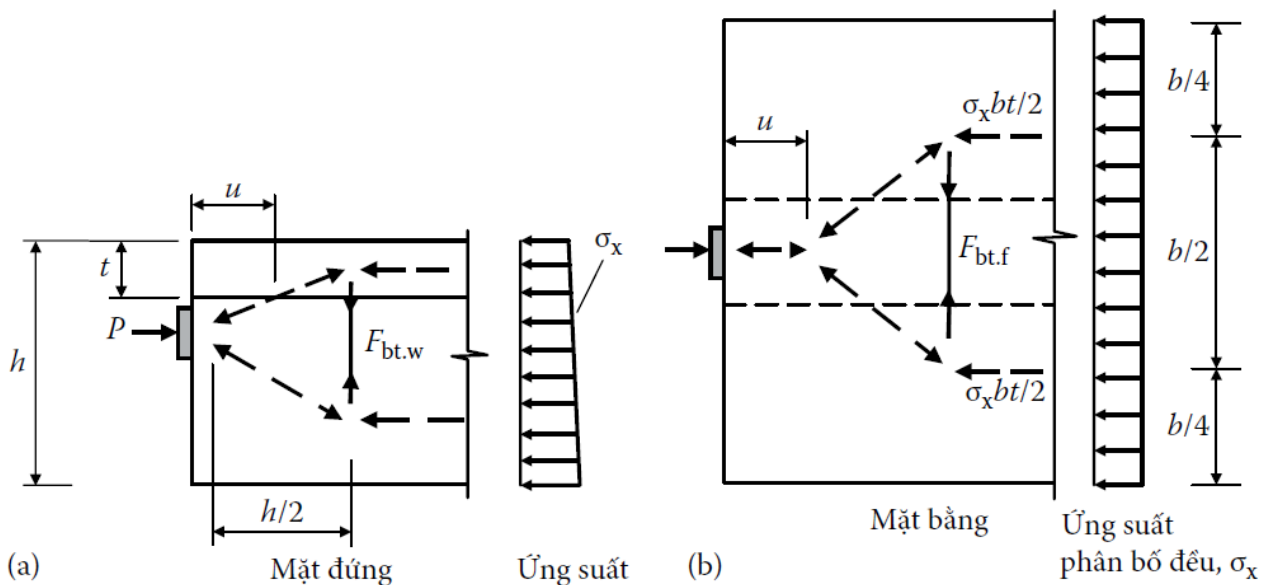
Nội lực trong vùng neo có thể được xác định bằng mô hình đàn ảo như minh họa trên Hình 8-9 đối với trường hợp vùng neo một dầm tiết diện hình chữ nhật, trong đó lực nén ngang F_{bc} xuất hiện ngay sau tám neo và lực kéo ngang F_{bt} nằm cách đầu dầm một đoạn. Trong trường hợp dầm chữ T, mô hình chống giằng cho phép xác định lực kéo ngang trong cả bản cánh và bản bụng dầm như trong Hình 8-10.

Ngoài mô hình chống giằng, người thiết kế có thể tính toán vùng neo bằng cách coi vùng neo như một dầm cao có chiều cao bằng chiều dài neo l_a chịu tải trọng từ một phía do ứng suất ép mặt ngay dưới tám neo và phía còn lại do ứng suất nén phân bố tuyến tính trong dầm.

8.3.1.1. Trường hợp neo đơn đặt chính giữa cấu kiện



Hình 8-9 Mô hình đàn ảo của một vùng neo.

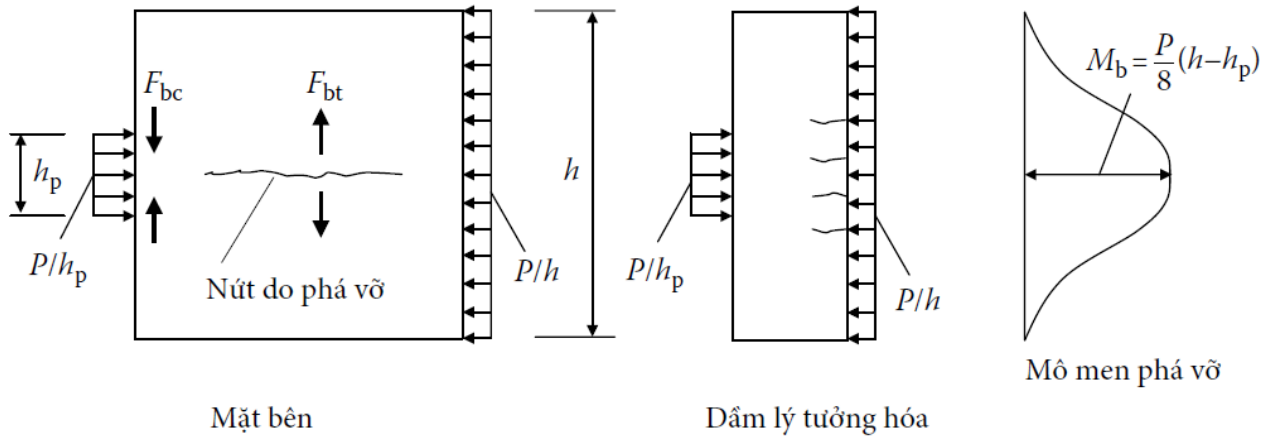


Hình 8-10 Lực căng theo phương đứng và ngang trong vùng neo của dầm chữ T UST căng sau. (a) Lực căng đứng trong bụng. (b) Lực căng ngang qua cánh

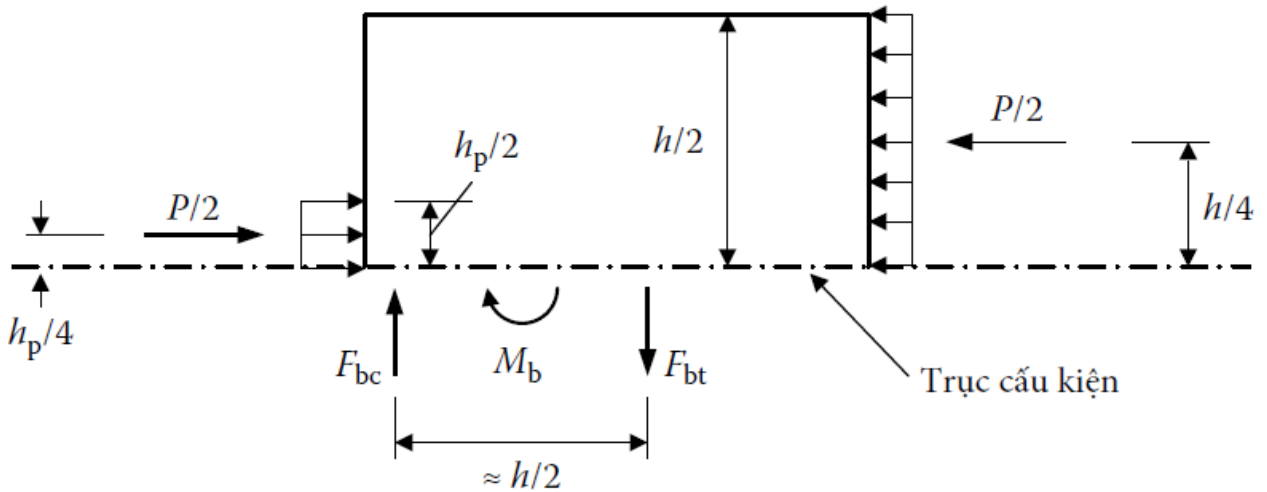
Trường hợp neo đơn bố trí tại trọng tâm của tiết diện, vùng neo được tính toán như một dầm cao chịu tải trọng từ hai phía gồm ứng suất ép mặt phía sau tấm neo và ứng suất nén phân bố đều trong cấu kiện. Khi đó dầm chịu mô men uốn cực đại M_b gây phá hoại dọc theo trục neo như trong Hình 8-11, mô men này thường được gọi là mô men phá hoại.

Xét cân bằng một nửa vùng neo như trong Hình 8-12, mô men phá hoại M_b cân bằng với cặp ngẫu lực ngang F_{bc} và F_{bt} , và được xác định từ điều kiện cân bằng như sau:

$$M_b = \frac{P}{2} \left(\frac{h}{4} - \frac{h_p}{4} \right) = \frac{P}{8} (h - h_p) \quad (8.7)$$



Hình 8-11 Tương tự dầm cho một neo đơn được đặt tập trung.



Hình 8-12 Sơ đồ tính của nửa trên của vùng neo trong Hình 8-11

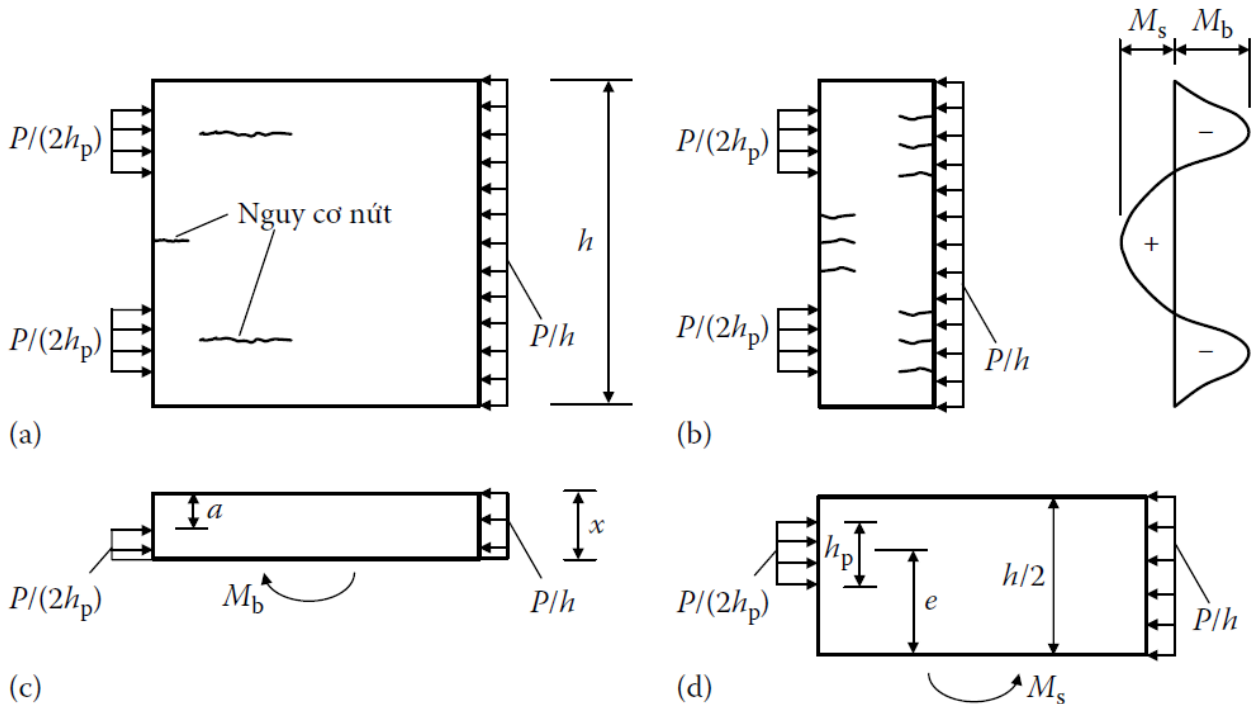
Trong trường hợp vùng neo làm việc đàn hồi tuyến tính, điểm đặt lực kéo ngang F_{bt} là trọng tâm vùng chịu ứng suất kéo ngang (Hình 8-13b). Với neo đơn được bố trí chính giữa tiết diện, cánh tay đòn cặp ngẫu lực F_{bt} và F_{bc} được lấy xấp xỉ bằng $h/2$. Từ biểu thức (8.7) ta có:

$$F_{bt} \approx \frac{M_b}{h/2} = \frac{P}{4} \left(1 - \frac{h_p}{h} \right) \quad (8.8)$$

Mô men phá hoại M_b và lực kéo ngang F_{bt} được xác định bằng cách thay chiều cao h trong biểu thức (8.7) và (8.8) bằng bề rộng b của dầm.

8.3.1.2. Trường hợp hai neo đặt đối xứng

Trong trường hợp bố trí hai neo đối xứng qua trục cầu kiện, mô hình dầm ảo vùng neo được minh họa trên Hình 8-13a và biểu đồ mô men phá hoại tương ứng trên Hình 8-13b với mô men phá hoại M_b tại vị trí trục neo và M_s ngược dấu với M_b tại vị trí trục cầu kiện tương ứng với các vùng chịu kéo có nguy cơ bị nứt Hình 8-13a,b). Mô men phá hoại nằm phía sau neo neo M_b gây ra ứng suất kéo trong vùng neo trong khi mô men phá hoại M_s gây ứng suất kéo ở cuối vùng neo.



Hình 8-13 Tương tự dầm cho hai neo được đặt đối xứng. (a) Kết thúc cao độ khối bên. (b) Dầm giả định với mô men gây kéo và mô men gây nén (c) Cân bằng lực $1/2$ neo trên (d) Cân bằng lực $1/2$ vùng neo.

Mô men phá hoại lớn nhất nằm phía sau neo phía trên xuất hiện tại vị trí cách mép trên cầu kiện một khoảng x . Xét cân bằng vùng neo trên Hình 8-13c ta có:

$$\frac{P}{h} x = \frac{P}{2h_p} x - a \quad \text{hay} \quad x = ah / h - 2h_p \quad (8.9)$$

Mô men M_b (Hình 8-13) được xác định như sau:

$$M_b = \frac{Px^2}{2h} - \frac{P}{4h_p} x - a^2 \quad (8.10)$$

Mô men M_s xảy ra tại trục cầu kiện, tại vị trí lực cắt bằng 0 được xác định theo sơ đồ trong Hình 8.13d như sau:

$$M_s = \frac{P}{2} \left(e - \frac{h}{4} \right) \quad (8.11)$$

Sau khi xác định được các mô men M_s và M_b , có thể tính toán được cặp ngẫu lực nén và lực kéo khi biết cánh tay đòn l_b giữa chúng. Lực kéo F_{bt} do mô men phá hoại M_b tạo ra phía sau tấm neo được tính như sau:

$$F_{bt} = M_b / l_b \quad (8.12)$$

Như trên Hình 8-8, khoảng cách giữa lực kéo ngang và lực nén phía sau neo l_b phụ thuộc vào kích thước của tấm neo và khoảng cách giữa tấm đó đến tấm liền kề gần nhất hoặc đến cạnh tự do của tiết diện. Giả thiết rằng ứng suất ngang trong vùng neo thực giống như trong vùng neo ảo nằm trong lăng trụ đối xứng có chiều sâu h_e bằng hai lần khoảng cách từ trục tấm neo đến mép bê tông gần nhất. Nếu cánh tay đòn l_b được lấy bằng nửa chiều sâu lăng trụ tức là bằng $h_e / 2$ thì lực kéo ngang sinh ra dọc theo đường tác dụng của neo được tính toán tương tự như trong biểu thức (8.8) như sau:

$$F_{bt} = \frac{P}{4} \left(1 - \frac{h_p}{h_e} \right) \quad (8.13)$$

trong đó h_p và h_e lần lượt là kích thước của tấm neo và lăng trụ đối xứng theo hướng của lực kéo ngang F_{bt} . Trường hợp một neo đặt đúng tâm dầm, $h_e = h$ (với lực kéo theo phương đứng) thì các biểu thức (8.12) và (8.13) là đồng nhất.

Ngoài ra lực kéo F_{bt} có thể được tính toán từ mô men M_b (được tính toán theo điều kiện cân bằng) bằng cách sử dụng cánh tay đòn $l_b = h_e / 2$. Công thức (8.13) tính gần đúng ra giá trị lực kéo F_{bt} hơi nhỏ.

Trường hợp bố trí hai neo đối xứng qua trục cấu kiện, h_e là giá trị nhỏ hơn trong hai giá trị sau đây:

- Khoảng cách theo phương của lực F_{bt} giữa các điểm trọng tâm của các neo;
- Hai lần khoảng cách theo phương của lực F_{bt} từ trọng tâm của neo đến biên gần nhất của vùng neo.

Đối với các vùng neo bố trí nhiều tấm neo, lực kéo phá hoại phía sau mỗi neo, khi tất cả các neo đều chịu lực ứng suất trước, có thể được tính toán theo công thức (8.8). Khi đó, giá trị h_e tương ứng với một neo được lấy bằng giá trị nhỏ hơn trong hai giá trị sau đây:

- Khoảng cách theo phương của lực F_{bt} từ tâm của neo đến tâm của neo liền kề gần nhất;

- Hai lần khoảng cách theo phương của lực F_{bt} từ tâm của neo đến biên gần nhất của vùng neo.

Trường hợp bố trí một neo lệch tâm, lực F_{bt} được xác định theo (8.13) với giá trị h_e là hai lần khoảng cách từ trọng tâm của bản neo đến mép bê tông gần nhất theo phương của lực F_{bt} , (Hình 8-7).

Các trường hợp tải trọng cần được xem xét khi tính toán vùng neo của cấu kiện bê tông ứng suất trước căng sau có nhiều tấm neo là: (1) - Tất cả các neo đều chịu lực và (2) - Các trường hợp tải trọng trong quá trình căng cốt thép.

8.3.2. Tính toán và bố trí cốt thép ngang

Trong vùng neo, cần bố trí cốt thép ngang chịu lực kéo theo phương ngang. Lượng cốt thép ngang A_{sb} cần để chịu lực kéo theo phương ngang được xác định như sau:

$$A_{sb} = F_{bt} / \sigma_{sb} \quad (8.14)$$

trong đó: σ_{sb} là giá trị ứng suất cho phép trong cốt thép.

Cốt thép phải được bố trí phù hợp với trạng thái giới hạn về cường độ và trong trường hợp ứng suất cho phép trong cốt thép σ_{sb} bị giới hạn ở mức 300 Mpa thì không cần kiểm tra bề rộng vết nứt.

Cả cốt thép chịu kéo trong mặt phẳng thẳng đứng và mặt phẳng nằm ngang đều được tính toán theo công thức (8.14), và được bố trí trong vùng neo tại vị trí lực kéo ngang có thể gây nứt bê tông do đó diện tích cốt thép A_{sb} phải được bố trí đều trên đoạn dầm nằm trong khoảng từ $0,2h_e$ đến $1,0h_e$ tính từ vị trí đặt neo.

Khi tính toán với mô men M_b , h_e là chiều cao lắng trụ theo phương của lực kéo ngang và bằng h trong trường hợp một neo đơn được bố trí chính giữa dầm. Ngoài ra cũng cần bố trí cốt thép ngang với hàm lượng tương tự trong phần đầu dầm từ $0,20h_e$ đến sát vị trí đặt neo nhất có thể. Đối với các mô men M_s , cánh tay đòn l_{sp} giữa lực kéo F_{spt} và lực nén F_{spc} thường lớn hơn so với l_b , như có thể nhìn thấy các đường đồng ứng suất trong Hình 8-8.

Đối với trường hợp chỉ có một neo lệch tâm, lực kéo ngang tại mặt chịu tải khá xa kể từ vị trí của neo nên có thể lấy l_{sp} bằng một nửa chiều cao tổng thể của cấu kiện. Trường hợp khoảng cách giữa hai neo rộng, có thể lấy l_{sp} bằng 0.6 lần khoảng cách giữa các neo. Cốt thép cần thiết để chống lại lực kéo ngang tại mặt gia tải A_{ssp} được lấy từ:

$$A_{ssp} = \frac{F_{spt}}{\sigma_{ssp}} = \frac{M_s}{\sigma_{ssp} l_{sp}} \quad (8.15)$$

Theo EN 1992-1-1, nếu $\sigma_{ssp} \leq 300$ MPa, không cần thiết phải kiểm tra nứt. Diện tích thép A_{ssp} phải được đặt gần với mặt gia tải theo yêu cầu cho phép của lớp bê tông bảo vệ và yêu cầu đầm bê tông.

8.4. TÍNH TOÁN ÉP MẶT PHÍA SAU NEO

Phá hoại ép mặt cục cục bộ bê tông nằm ngay sau neo ở các cấu kiện bê tông ứng suất trước căng sau xảy ra do diện tích chịu lực không đủ hoặc cường độ bê tông thấp. Khả năng chịu ép mặt cục bộ thiết kế F_{Rdu} trên diện tích chịu ép mặt A_{c0} được xác định như sau:

$$F_{Rdu} = A_{c0} \times f_{cd} \times \sqrt{A_{c1} / A_{c0}} \leq 3.0 \times f_{cd} \times A_{c0} \quad (8.16)$$

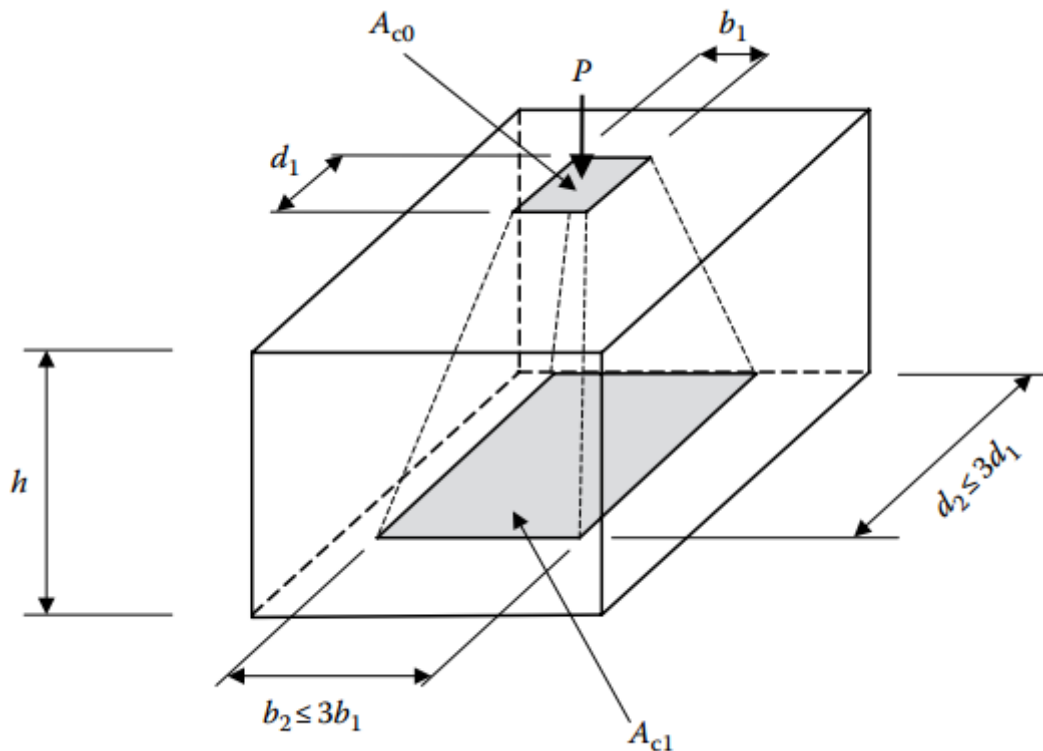
trong đó

f_{cd} là cường độ chịu nén thiết kế của bê tông tại lần tải đầu tiên (tức là phương trình 4.11 khi truyền ứng suất),

A_{c0} là diện tích chịu lực,

A_{c1} là diện tích lớn nhất của bề mặt đỡ bê tông tương tự về mặt hình học và đồng tâm với A_{c0} , với kích thước lớn nhất như được chỉ ra trong Hình 8-13. Tâm của diện tích phân phối thiết kế A_{c1} nằm trên đường tác dụng của lực P đi qua tâm của diện tích chịu lực A_{c0} .

Trong trường hợp có nhiều hơn một vùng chịu ép mặt ở đầu cấu kiện, không nên bố trí các diện tích phân phối ép mặt thiết kế chông chéo lên nhau.



Hình 8-13 Các vùng phân phối thiết kế của các lực tựa.

Ví dụ 8.1

Yêu cầu thiết kế vùng neo một cầu kiện chịu uốn có kích thước như trong hình vẽ. Tấm neo hình vuông rộng 315mm và ống gen có đường kính 106 mm. Lực kích $P_1 = 3000$ kN. Cường độ bê tông tại thời điểm lực căng lớn nhất $f_{ck}(t) = 40$ MPa và $f_{cd}(t) = 26,67$ MPa

Bước 1: Kiểm tra vùng neo chịu ép mặt

Tính toán cường độ chịu ép mặt với hệ số tổ hợp tải trọng $\gamma_p = 1,0$ do đó lực nén thiết kế bằng $1,1 \times 3000 = 3000$ kN. Diện tích ép mặt hiệu dụng A_{c0} bằng diện tích tấm neo trừ đi diện tích ống gen:

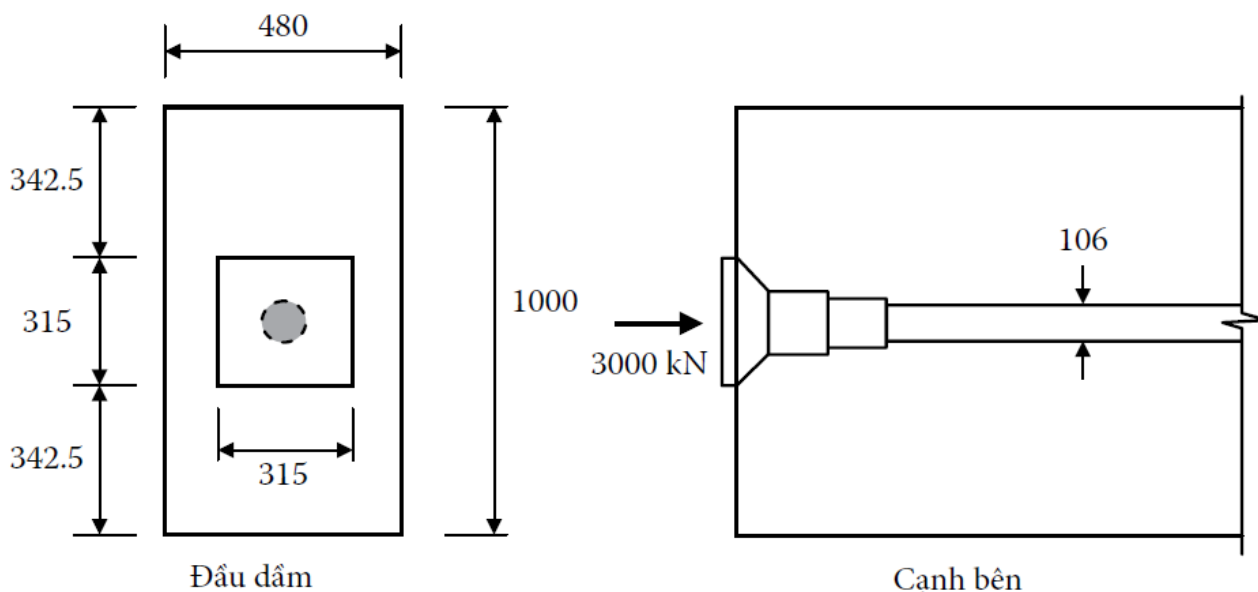
$$A_{c0} = 315 \times 315 - (\pi \times 106^2) / 4 = 90,4 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

Trong trường hợp này kích thước vùng phân bố ứng suất A_{c1} là $b_2 = d_2 = 480$ mm (A_{c1} phải đồng dạng với A_{c0}). Do đó:

$$A_{c1} = 480 \times 480 = 230,4 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

Cường độ chịu lực thiết kế xác định theo biểu thức (8.16) bằng:

$$F_{Rdu} = 90,4 \times 10^3 \times 26,67 \times \sqrt{230,4 \times 10^3 / 90,4 \times 10^3} = 3849 \text{ kN}$$



Hình 8-14 Chi tiết vùng neo

Giá trị này lớn hơn lực kích thiết kế bằng 3000 kN do đó đảm bảo an toàn. Trong thực tế, hiệu ứng bó hông trong vùng neo cũng làm tăng đáng kể cường độ chịu ép mặt thiết kế của bê tông.

Bước 2: Kiểm tra mô men trong mặt phẳng thẳng đứng

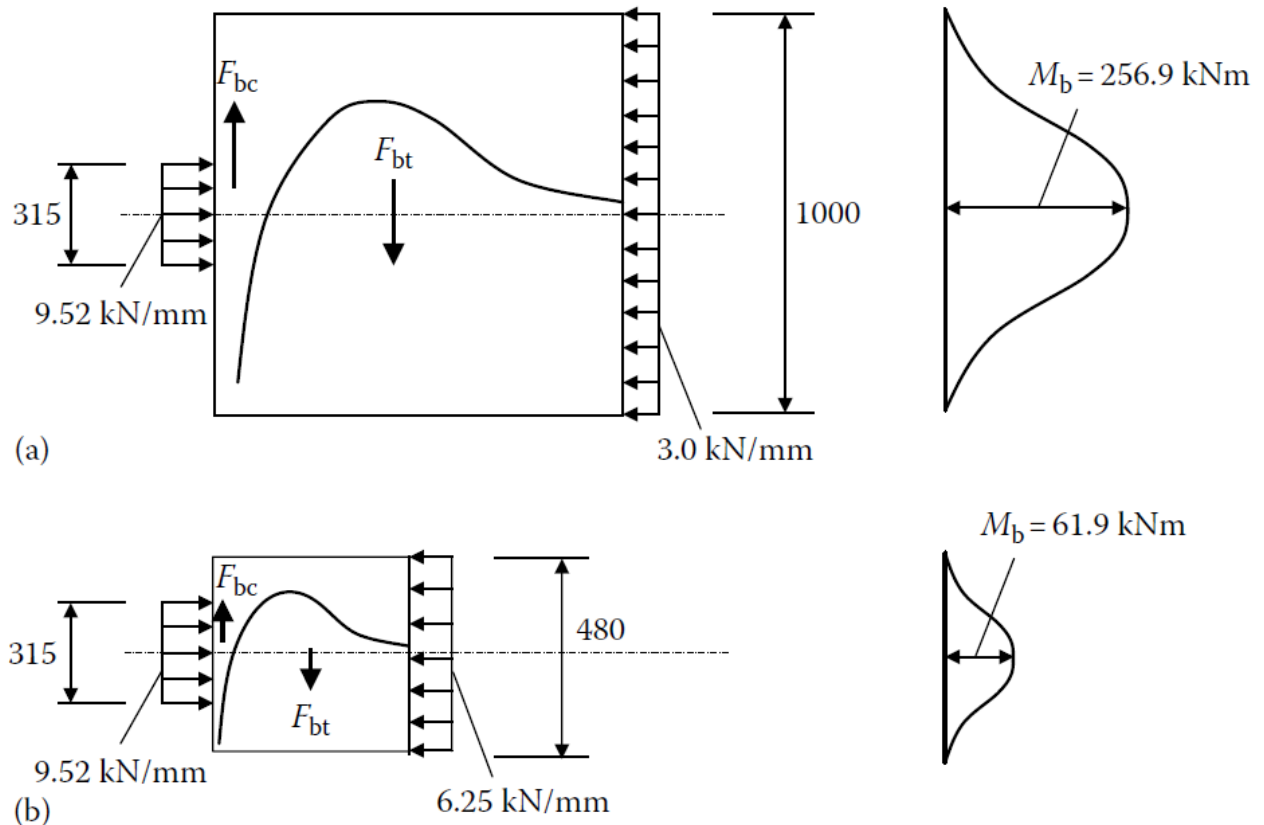
Lực và mô men gây phá hoại trong mặt phẳng thẳng đứng được minh họa trong Hình 8-15.

Mô men gây kéo được xác định từ biểu thức (8.7) như sau:

$$M_b = \frac{3000 \times 10^3}{8} (1000 - 315) = 256,9 \text{ kNm}$$

và lực kéo được xác định theo biểu thức (8.8) như sau:

$$F_{bt} = \frac{256,9 \times 10^6}{1000 / 2} \times 10^{-3} = 513,8 \text{ kN}$$



Hình 8-15 Biểu đồ mô men và lực cắt: (a) trong mặt phẳng thẳng đứng; (b) trong mặt phẳng nằm ngang

Với σ_{sb} được lấy bằng 300 Mpa, lượng cốt thép ngang cần bố trí được tính toán theo biểu thức (8.14):

$$A_{sb} = \frac{513,8 \times 10^3}{300} = 1713 \text{ mm}^2$$

Diện tích thép này được bố trí sát đầu dầm trong phạm vi cách đầu dầm từ 0,2h đến 1,0h, tức là trên chiều dài $0,8h = 800 \text{ mm}$. Bố trí hai thép đai hai nhánh (tổng là 4 nhánh) D12@200 trên chiều dài 800 mm ($A_{sb} = 4 \times 4 \times 110 = 1760 \text{ mm}^2$ trên chiều dài 800 mm). Lượng cốt thép đai này được bố trí trên toàn bộ vùng neo dài 1000 mm tính từ đầu dầm.

Bước 3: Kiểm tra mô men trong mặt phẳng ngang

Lực kéo và mô men phá hoại trong mặt phẳng ngang được minh họa trong Hình 8-15b. Với $b = 480$ mm, thay vào các biểu thức (8.7) và (8.8) ta có:

$$M_b = \frac{3000 \times 10^3}{8} (480 - 315) = 61,9 \text{ kNm}$$
$$F_{bt} = \frac{61,9 \times 10^6}{480 / 2} \times 10^{-3} = 257,8 \text{ kN}$$

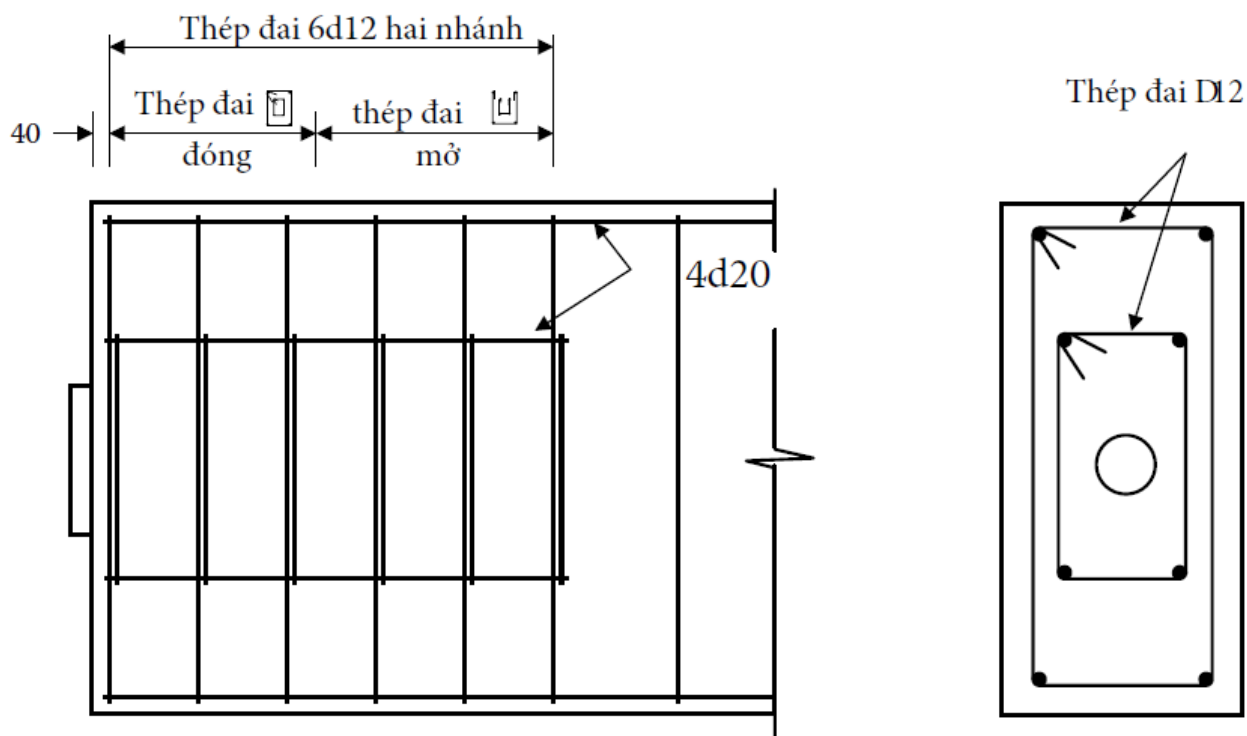
Lượng cốt thép ngang cần thiết được tính theo biểu thức (8.14) như sau:

$$A_{sb} = \frac{257,8 \times 10^3}{300} = 860 \text{ mm}^2$$

Lượng cốt thép này được bố trí trong vùng neo cách đầu dầm từ 96 mm (0,2b) đến 480 mm (1,0b). Ở đây, bố trí các cặp thép đai 4 nhánh ($A_{sb} = 880 \text{ mm}^2$), cách nhau 200 mm trên chiều dài tối thiểu bằng 480 mm kể từ đầu dầm.

Để tiếp nhận lực kích tại đầu dầm bằng, cần bố trí lượng cốt thép có diện tích $90 \times 10^3 / 300 = 300 \text{ mm}^2$ càng gần đầu dầm càng tốt. Theo cách bố trí bên trên, cặp thép đai đầu tiên được bố trí cách đầu dầm 40 mm có tổng diện tích tiết diện là 440 mm^2 , do đó thỏa mãn điều kiện tiếp nhận lực kích.

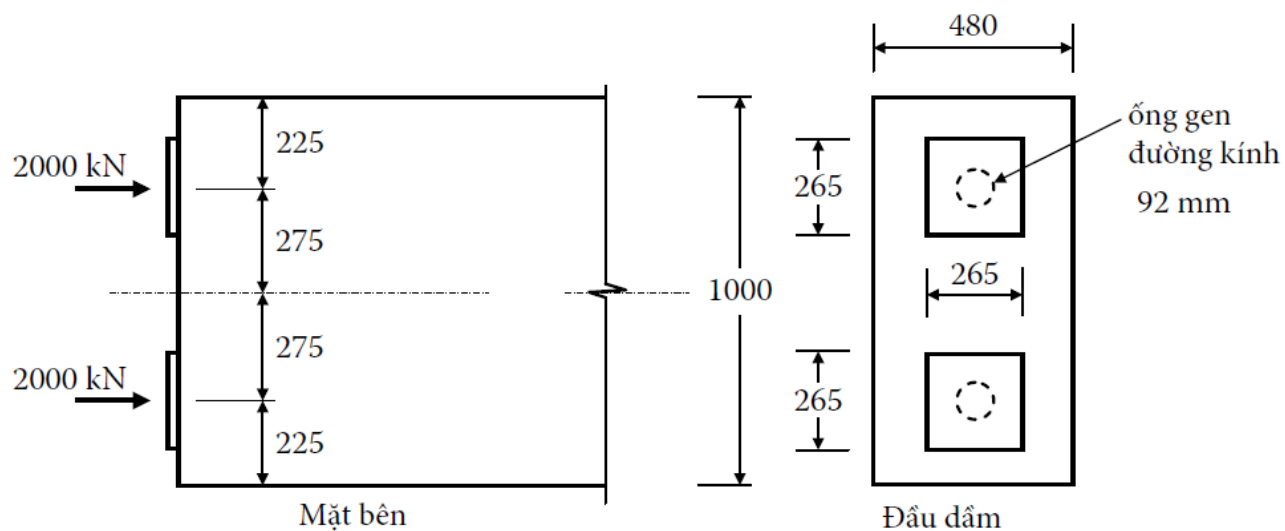
Thép đai đóng được bố trí trong khoảng 480mm đầu tiên tính từ đầu cấu kiện trong vùng neo, phần còn lại (từ 480-1000m tính đến đầu dầm) bố trí thép đai mở phía trên dầm để tiện cho công tác thi công bê tông như trên Hình 8-16.



Hình 8-16 Bố trí cốt thép (Ví dụ 1)

Ví dụ 8.2

Thiết kế vùng neo như trong Hình 8-17. Lực kích tại mỗi tấm neo là $P_j = 2000 \text{ kN}$, và cường độ bê tông tại thời điểm truyền ứng suất là $f_{ck}(t) = 40 \text{ MPa}$ (trương đương $f_{cd}(t) = 26.67 \text{ MPa}$)



Hình 8-17 Bố trí neo đôi

Bước 1: Kiểm tra vùng neo chịu ép mặt

Như trong ví dụ trước, cường độ chịu ép mặt thiết kế F_{Rdu} được tính toán theo công thức (8.16):

$$A_{c0} = 265 \times 265 - (\pi \times 92^2) / 4 = 63,6 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

Trong trường hợp này kích thước vùng phân bố ứng suất A_{c1} là $b_2 = d_2 = 450 \text{ mm}$ do A_{c1} phải đồng dạng với A_{c0} . Do đó:

$$A_{c1} = 450 \times 450 = 202,5 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

Cường độ chịu lực thiết kế bằng:

$$F_{Rdu} = 63,6 \times 10^3 \times 26,67 \times \sqrt{202,5 \times 10^3 / 90,4 \times 10^3} = 3027 \text{ kN}$$

Giá trị này lớn hơn lực nén thiết kế bằng 2000 kN do đó đảm bảo an toàn.

Trường hợp a) – Khi chỉ có cốt thép căng phía dưới làm việc:

Đầu tiên cần kiểm tra vùng neo sau khi chỉ có một sợi cáp được căng. Ứng suất, lực và mô men tương ứng đặt lệch tâm vùng neo như trong Hình 8-18 a-c.

Mô men gây nén M_b xảy ra tại vị trí cách một khoảng x từ mặt dưới tại vị trí lực cắt bằng 0 tại sơ đồ cân bằng lực trên Hình 8-18d. Ta có:

$$7,55 \times x - 92,5 = \frac{5,3 + 5,3 - 0,0066x}{2} x$$

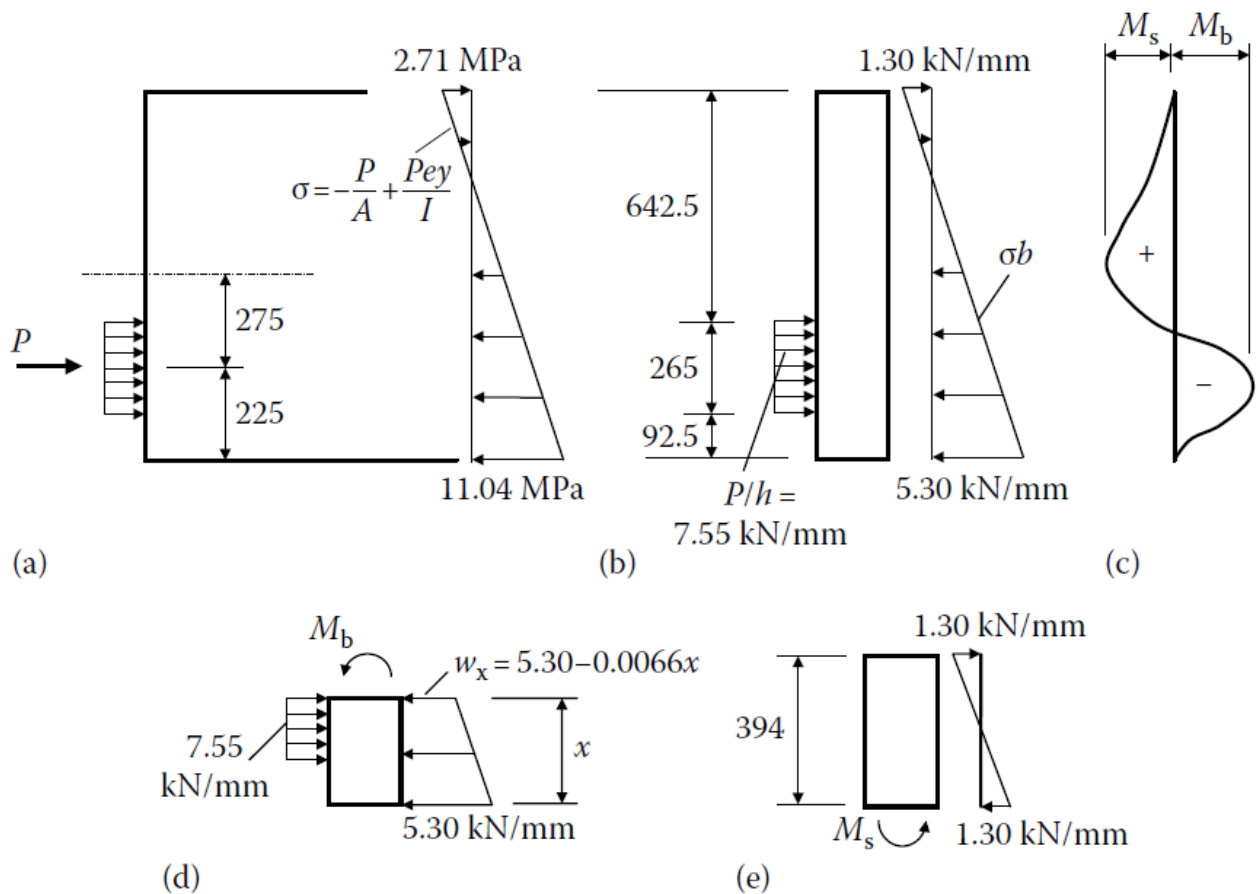
trong đó: $x = 231,8 \text{ mm}$; $w_x = 3,77 \text{ kN/mm}$;

$$M_b = \left[5,30 \times \frac{231,8^2}{2} - 5,30 - 3,77 \times \frac{231,8^2}{6} - 7,55 \times \frac{231,8 - 92,5^2}{2} \right] \times 10^{-3}$$

$$= 55,5 \text{ kNm}$$

Mô men gây kéo M_s lớn nhất cách mặt trên dầm 394mm tại vị trí lực cắt bằng 0, như trong Hình 8-18e, từ điều kiện cân bằng ta có:

$$M_s = 1,3 \times \frac{394^2}{6} \times 10^{-3} = 33,6 \text{ kNm}$$



Hình 8-18. Lực đặt lên vùng neo khi chỉ căng sợi cáp phía dưới: (a) Hình chiếu cạnh và ứng suất; (b) Nội lực; (c) Mô men; (d) Cân bằng lực của dầm tương đương tại M_b ; (e) Cân bằng lực của dầm tương đương tại M_s

Thiết kế vùng neo theo M_b :

Vùng lãg trụ đối xứng nằm đồng trục và ngay phía dưới tấm neo có chiều sâu $h_e = 450$ mm như trên Hình 8-19. Từ biểu thức (8.13) ta có:

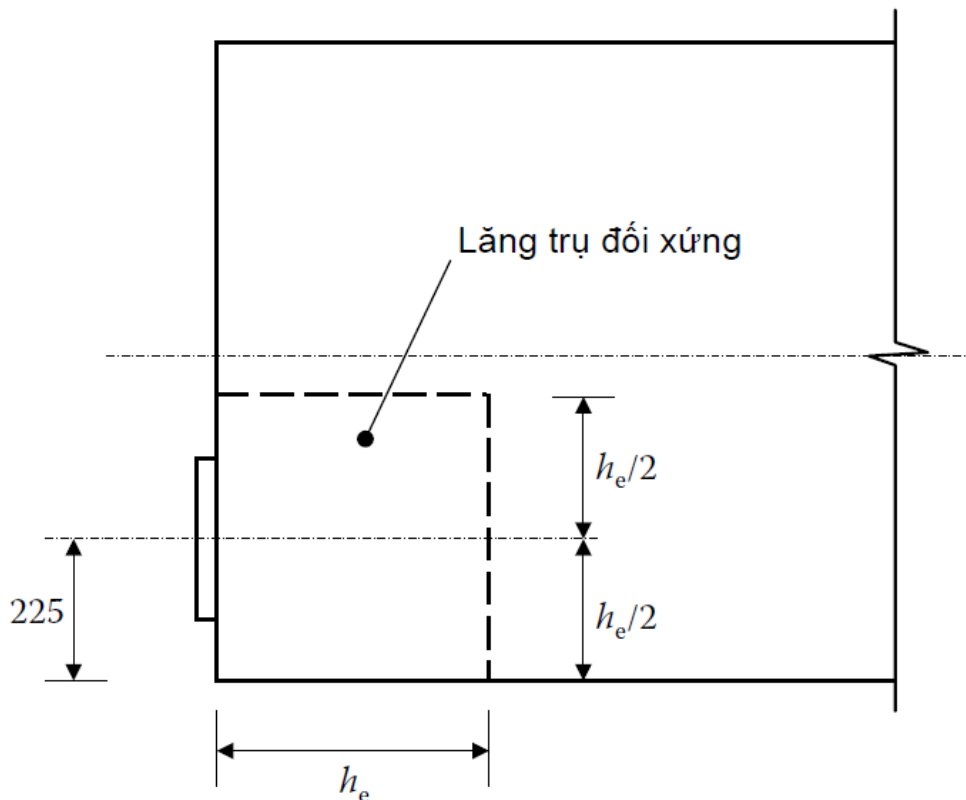
$$F_{bt} = \frac{M_b}{l_b} = \frac{55,5 \times 10^3}{450 / 2} = 246,5 \text{ kN}$$

Ngược lại, theo biểu thức (8.13) ta có:

$$F_{bt} = \frac{2000}{4} \left(1 - \frac{265}{450} \right) = 206 \text{ kN}$$

và tính toán như vậy là thiếu an toàn. Chấp nhận giá trị F_{bt} tính toán từ giá trị mô men gây nén hiện tại, theo biểu thức (8.14) ta có:

$$A_{sb} = \frac{246,5 \times 10^3}{300} = 822 \text{ mm}^2$$



Hình 8-19 Vùng lăng trụ đối xứng phía sau neo

Diện tích cốt thép này được phân bố trên vùng $0,8h_e = 360$ mm.

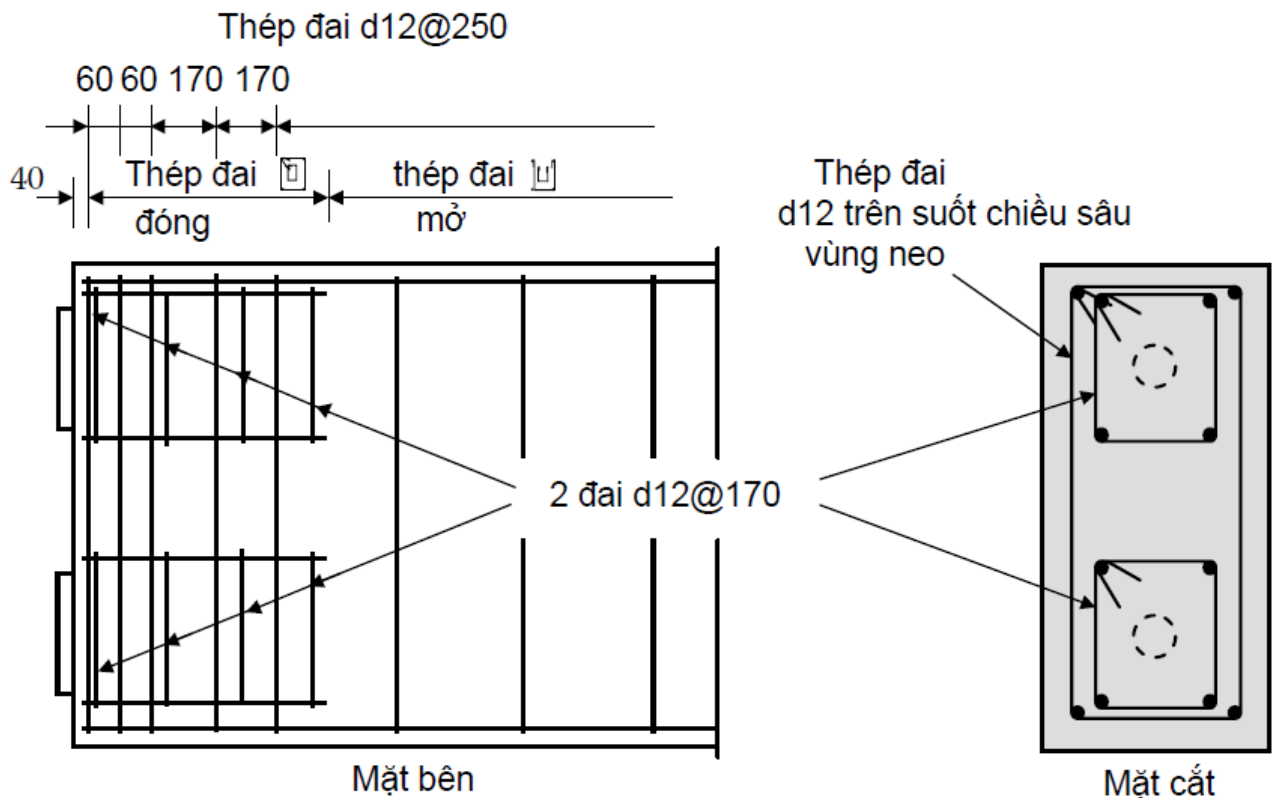
Cốt thép vùng neo được bố trí như Hình 8-20, phía sau mỗi neo bố trí 4 nhánh d12 (hai thép đai) tương đương diện tích 440 mm² tại mỗi vị trí đặt thép đai phía sau mỗi neo. Số lượng lớp thép đai cần thiết là $822 / 440 = 1,87$ với khoảng cách giữa các lớp thép đai là $360 / 1,87 = 192$ mm, được bố trí trên phạm vi dài 360mm. Trong trường hợp này chọn bố trí thép đai trong phạm vi dài 450 mm kể từ đầu dầm (Hình 8-20).

Thiết kế vùng neo chịu M_s :

Cánh tay đòn l_s của cặp ngẫu lực kéo nén cân bằng với mô men M_s được lấy bằng $0,5h = 500$ mm. Diện tích cốt thép đai cần thiết nằm trong khoảng $0,2h = 200$ mm tính từ mặt trên cấu kiện được tính toán theo biểu thức (8.15):

$$A_{ss} = \frac{33,6 \times 10^6}{300 \times 500} = 224 \text{ mm}^2$$

Lượng cốt thép tương đương 2 nhánh thép đai d12 được bố trí sát đầu dầm để chịu lực kéo do mô men M_s gây ra. Bố trí 3 thép đai d12, trên toàn bộ chiều cao dầm (tương đương 6 nhánh) trong vùng $0,2h$ phía sau đầu dầm như trong Hình 8-20.



Hình 8-20 Bố trí cốt thép vùng neo

Trường hợp b) – Trường hợp cả hai neo đều làm việc:

Hình 8-21 minh họa phân bố nội lực trong vùng neo khi cả hai cốt thép căng đều có UST.

Thiết kế theo M_b :

Mô men M_b lớn nhất sau vùng neo xuất hiện tại vị trí lực cắt bằng 0, cách mặt trên và mặt dưới cầu kiện một khoảng x mm. Từ biểu thức (8.9) ta có:

$$x = \frac{92,5 \times 1000}{1000 - 2 \times 265} = 196,8 \text{ mm}$$

và theo biểu thức (8.10) ta có:

$$M_b = \left[\frac{4000 \times 196,8^2}{2 \times 1000} - \frac{4000 \times 196,8 - 92,5^2}{4 \times 265} \right] \times 10^{-6} = 36,4 \text{ kNm}$$

Giá trị mô men này nhỏ hơn M_b trong trường hợp chỉ có một neo phía dưới làm việc, do đó không cần tính toán bố trí cốt thép trong trường hợp này.

Thiết kế theo M_s :

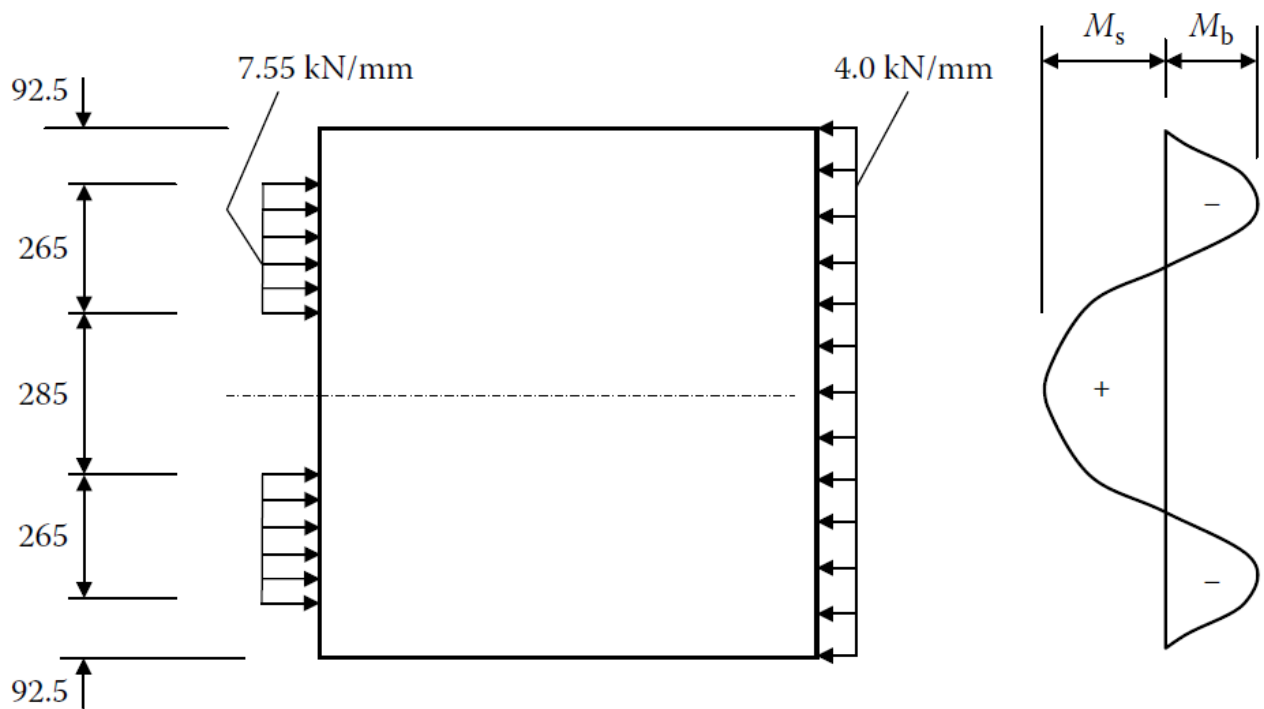
Mô men gây kéo ở giữa vùng neo (theo trục cầu kiện) được tính toán theo biểu thức (8.11) như sau:

$$M_s = \frac{4000 \times 10^3}{2} \left(275 - \frac{1000}{4} \right) \times 10^{-6} = 50 \text{ kNm}$$

Với cánh tay đòn của cặp ngẫu lực kéo nén được lấy bằng 6 lần khoảng cách giữa các tấm neo, tức là $l_s = 0,6 \times 550 = 330 \text{ mm}$, diện tích cốt thép đai cần thiết được bố trí trong phạm vi $0,2h = 200 \text{ mm}$ phía sau mặt neo được tính theo công thức (8.15) như sau:

$$A_{ss} = \frac{50 \times 10^6}{300 \times 300} = 505 \text{ mm}^2$$

Bố trí 6 nhánh thép đai d12 (diện tích cốt thép 660 mm^2) dọc theo trục dầm trong phạm vi 200 mm phía sau đầu dầm như Hình 8-20



Hình 8-21 Nội lực trong vùng neo khi cả hai cốt thép căng đều bị UST

Trường hợp c) – Kiểm tra lực nén theo phương ngang:

Cần bố trí cốt thép đai theo bề rộng dầm chịu lực kéo ngang (theo phương bề rộng tiết diện dầm) do sự phân tán theo phương ngang của lực UST $P = 4000 \text{ kN}$ trong vùng 265 mm tính từ tấm neo đến bề rộng tiết diện bằng 480 mm . Sử dụng giá trị bề rộng $b = 480 \text{ mm}$ thay cho đại lượng h trong công thức (8.7) và (8.8) ta có:

$$M_b = 107,5 \text{ kNm} \text{ và } F_{bt} = 448 \text{ kN}$$

và lượng cốt thép theo bề rộng cấu kiện được tính từ biểu thức (8.14) như sau:

$$A_{sb} = 1493 \text{ mm}^2$$

Với cốt thép bố trí như trên Hình 8-20, có 6 nhánh d12 nằm ngang tại mỗi vị trí tiết diện có bố trí thép đai, tương đương diện tích cốt thép bằng 660 mm². Khoảng cách các lớp thép đai bằng 170 mm nằm trong phạm vi 0,8b (= 384 mm). Do đó, trong khoảng 480 mm phía sau đầu dầm, tất cả các nhánh thép đai theo phương ngang đều cần thiết, như vậy thép đai này phải là thép đai đóng.

Ví dụ 8.3: Neo đơn đúng tâm dầm chữ T

Thiết kế vùng neo dầm chữ T như Hình 8-22. Cấu kiện được bố trí cáp UST bố trí trong ống gen đơn đường kính 92mm, tám neo hình vuông kích thước 265mm đặt tại trục đối xứng tiết diện dầm. Lực kích $P_j = 2000$ kN. Bê tông có cường độ 40 Mpa tại thời điểm truyền ứng suất ($f_{cd} = 26,67$ MPa). Lực UST phân bố vào vùng neo như Hình 8-22b và c.

Diện tích chịu ép mặt và diện tích phân bố lực UST lần lượt là $A_{c0} = 63,6 \times 10^3$ mm² và $A_{cl} = 122,5 \times 10^3$ mm², và cường độ thiết kế chịu ép mặt F_{Rdu} được tính theo công thức (8.16) như sau:

$$F_{Rdu} = 63,6 \times 10^3 \times 26,67 \times \sqrt{\frac{122,5 \times 10^3}{63,6 \times 10^3}} = 2354 \text{ kN}$$

giá trị này thỏa mãn điều kiện lớn hơn lực kích thiết kế $P_j = 2000$ kN.

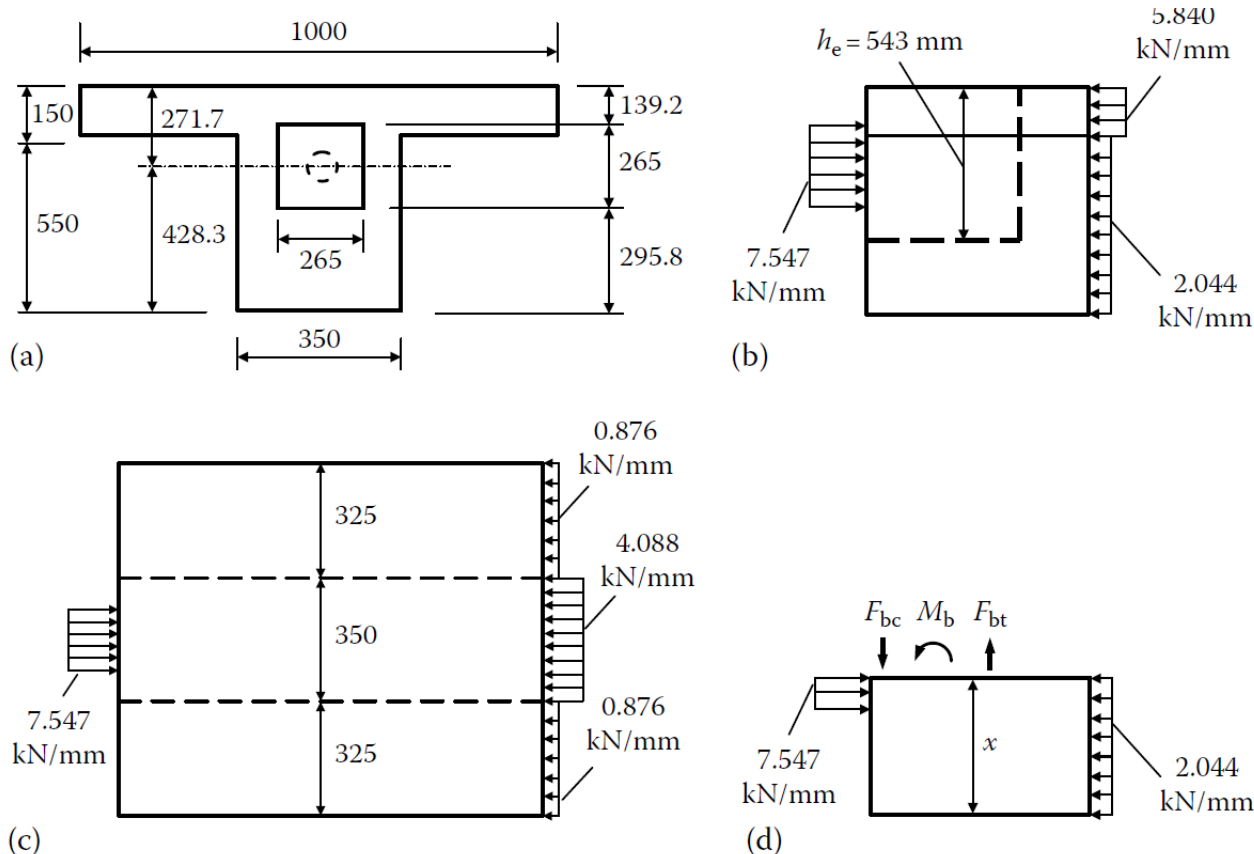
Kiểm tra mô men trong mặt phẳng thẳng đứng:

Mô men gây nén lớn nhất xảy ra tại vị trí lực cắt bằng 0, cách mặt dưới tiết diện x mm. Theo Hình 8-22d ta có:

$$2,044 \times x = 7,547 \times x - 295,8 \Rightarrow x = 405,7 \text{ mm}$$

và

$$M_b = \left[\frac{2,044 \times 405,7^2}{2} - \frac{7,547 \times 405,7 - 295,8}{2} \right] \times 10^{-3} = 122,6 \text{ kNm}$$



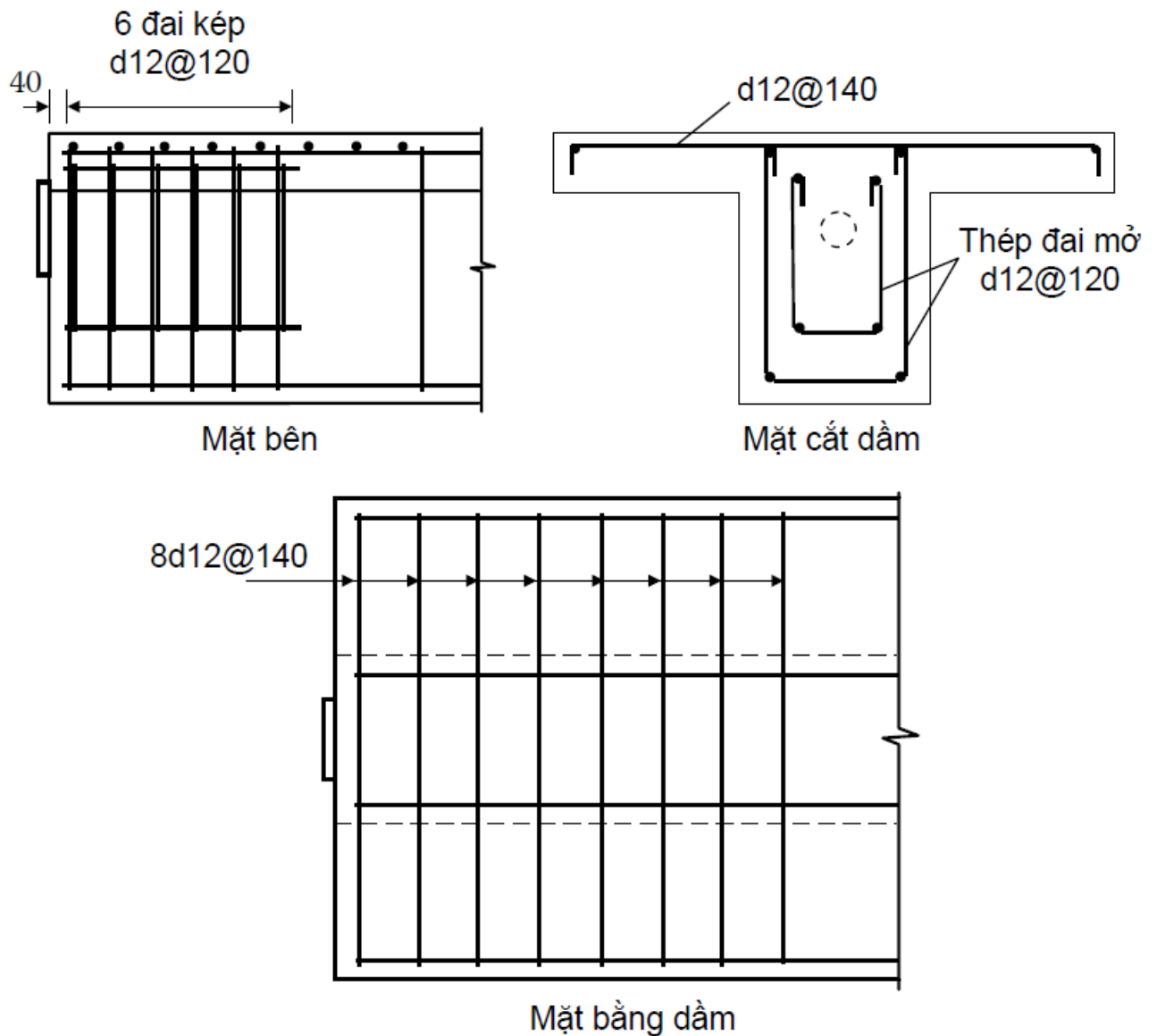
Hình 8-22 Vùng neo dầm chữ T: (a) Đầu dầm; (b) Mặt bên; (c) Mặt bằng; (d) Cân bằng lực một phần vùng neo

Như minh họa trong Hình 8-22d, chiều sâu của lăng trụ đối xứng tương ứng với M_b là $h_e = 2 \times 139,2 + 265 = 543$ mm và lực kéo theo phương đứng là:

$$F_{bt} = \frac{M_b}{h_e / 2} = 451 \text{ kN}$$

Diện tích cốt thép theo phương thẳng đứng cần thiết trong sườn dầm được tính từ biểu thức (8.14) như sau:

$$A_{sb} = \frac{451 \times 10^3}{300} = 1503 \text{ mm}^2$$



Hình 8-23 Bố trí cốt thép trong vùng neo dầm chữ T

Diện tích cốt thép này được bố trí trong chiều dài dầm cách đầu dầm từ $0,2h_e = 109$ mm và $h_e = 543$ mm.

Bố trí 2 vòng thép đai d12 mở, một vòng cao bằng chiều cao dầm và một vòng nhỏ hơn ngay sau vùng neo như Hình 8-23 (tức là một lớp thép đai có $A_{sb} = 4 \times 110 = 440$ mm²), số lượng thép lớp đai cần thiết là $1503 / 440 = 3,42$ và khoảng cách thép đai là $543 - 109 / 3,42 = 127$ mm.

Kiểm tra mô men trong mặt phẳng nằm ngang:

Sự phân tán theo phương ngang (phương bề rộng dầm) lực UST trong mặt phẳng xảy ra tại vùng neo khi lực UST tập trung truyền vào bản cánh của tiết diện chữ T. Lấy mô men của lực như trong Hình 8-22c quanh điểm neo, mô men gây nén theo phương ngang được tính bằng:

$$\begin{aligned} M_b &= 0,876 \times 325 \times 337,5 + 4,088 \times 175 \times 87,5 - 7,5447 \times 132,5^2 / 2 \times 10^{-3} \\ &= 92,4 \text{ kN} \end{aligned}$$

Phần lớn mô men M_b do cốt thép ngang chịu kéo và nén trong bản sàn chịu. Lấy h_e bằng bề rộng bản cánh dầm, cánh tay đòn giữa lực nén và lực kéo bằng $l_b = h_e / 2 = 500 \text{ mm}$ và lực kéo ngang được tính theo biểu thức (8.12) như sau:

$$F_{bt} = \frac{92,4 \times 10^3}{500} = 185 \text{ kN}$$

Diện tích cốt thép theo phương ngang cần thiết trong bản cánh được tính bằng:

$$A_{sb} = \frac{185 \times 10^3}{300} = 617 \text{ mm}^2$$

Diện tích cốt thép này được bố trí trong bản cánh dầm, trong khoảng cách đầu dầm từ 200 đến 1000 mm. Sử dụng cốt thép d12@140 đặt ngang trong bản cánh trong khoảng 1000mm phía sau đầu dầm (Hình 8-23). Ngoài ra cũng cần kiểm tra cốt thép ngang có đủ khả năng chịu mô men gây nén theo phương bề rộng dầm trong bản bụng dầm. Ở đây, cốt thép bố trí theo phương bề rộng dầm trong bản bụng và trong bản cánh dầm đảm bảo chịu mô men này.

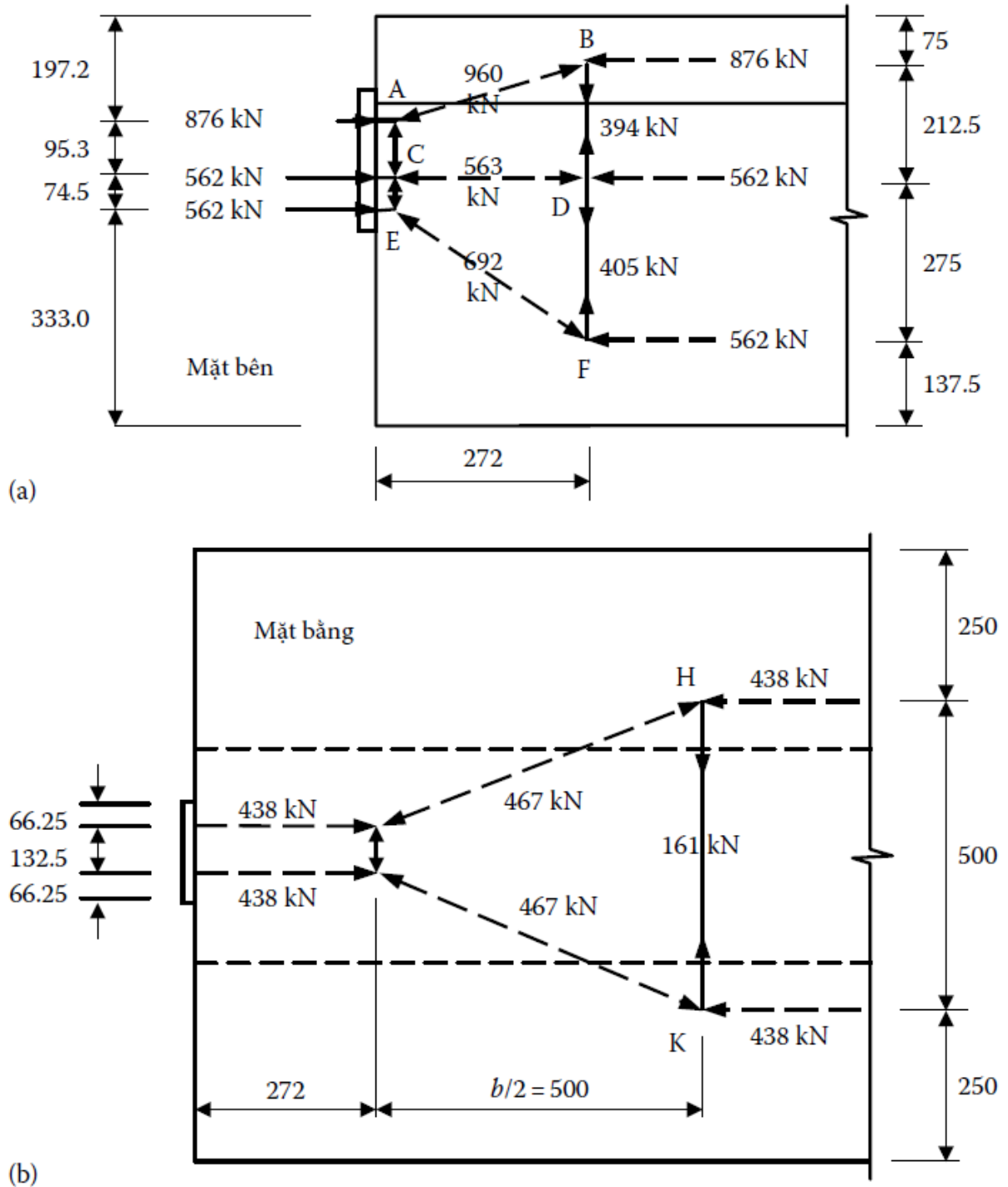
Ví dụ 4. Thiết kế vùng neo dầm chữ T sử dụng phương pháp thiết kế sử dụng mô hình dàn ảo. Một phương pháp khác phù hợp hơn sử dụng để thiết kế vùng neo trong các cấu kiện có cánh, sử dụng mô hình dàn ảo như minh họa trong Hình 8-24.

Phân phối lực UST vào dầm theo phương đứng trong vùng neo ở ví dụ này có thể được xem đơn giản bằng mô hình dàn ảo như trong Hình 8-24a. Mô hình dàn ảo coi lực UST mở rộng từ tấm neo vào trong dầm với chiều dài bằng khoảng một nửa lạng trụ đối xứng ($h_e / 2 = 272 \text{ mm}$). Lực UST trong bản cánh dầm là 876 kN, được coi là đặt lên dàn ảo tại A và B. Lực UST trong bản bụng dầm là 1124kN, được giả thiết đặt lên thanh dàn ảo tại vị trí $1/4$ chiều cao tiết diện dầm tại điểm D và F. Từ điều kiện cân bằng lực, lực kéo trong thanh dàn DF bằng 405 kN, khá phù hợp với lực kéo tính toán được theo phương pháp thông thường (bằng 451 kN).

Diện tích cốt thép cần thiết để chịu lực kéo theo phương ngang trong thanh dàn là:

$$A_{sb} = \frac{405 \times 10^3}{300} = 1350 \text{ mm}^2$$

Lượng cốt thép này được bố trí trên chiều dài của vùng neo trong khoảng $0,8h_e = 435 \text{ mm}$ (lấy tâm là vị trí thanh dàn BF sang hai bên). Khi tính toán theo phương pháp thông thường đã giới thiệu ở trên trong ví dụ này, khoảng cách giữa các thép đai theo phương thẳng đứng là 120 mm trong Hình 8-23, tăng lên thành 140 mm khi tính toán theo phương pháp dàn ảo như trong Hình 8-24.



Hình 8-24 Mô hình dàn ảo thiết kế vùng neo dầm chữ T: (a) Phân phối lực UST từ neo vào dầm theo phương đứng; (b) Phân phối lực UST theo phương ngang.

Tính toán phân tán lực UST vào cánh dầm chữ T theo lý thuyết dàn ảo được minh họa trên Hình 8-24b. Sau khi lực UST được truyền theo chiều cao dầm đến điểm B (Hình 8-24a) (tức là cách đầu dầm 272 mm), lực sẽ được truyền theo phương ngang trong cánh dầm. Tổng lực nén trong cánh dầm (867 kN) được đặt lên thanh dàn ngang tại vị trí ¼ bề rộng cánh dầm, tức là tại điểm H và K (Hình 8-24d). Theo điều kiện cân bằng lực, lực kéo theo phương ngang trong thanh dàn HK là 161 kN (phù hợp với giá trị 185 kN tính toán được theo phương pháp thông thường). Lượng cốt thép cần thiết trong bản cánh dầm là:

$$A_{sb} = \frac{161 \times 10^3}{300} = 537 \text{ mm}^2$$

Lượng cốt thép này được bố trí trong một phạm vi chiều dài bằng 0,8 lần bề rộng bản cánh (0,8m) về hai phía thanh dàn HK (Hình 8-24b). Cốt thép này sẽ được bố trí tiếp tục (với cùng diện tích và khoảng cách) cho đến tận đầu dầm như Hình 8-23.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] EN1990 Eurocode 0: **Basic of Structural Design**.
- [2] EC02: **Design of Concrete Structures - Part 1: General Rules and Rules for Buildings**. ENV,2002.
- [3] Narayanan R.S., Beeby A. **Designers Guide to En 1992-1-1 and EN 1992-1-2**. Thomas Telford, 2005.
- [4] Gilbert R.I, Mickleborough N.C., Ranzi G. **Design of Prestressed Concrete to Eurocode 2 (2nd Ed.)**. CRC Press Taylor & Francis, 2017.
- [5] Bhatt P. **Prestressed Concrete Design Eurocodes**. Spon Press Taylor & Francis, 2011.
- [6] Mosley B., Bungey J., Hulse R. **Reinforced Concrete Design to Eurocode 2**. Palgrave Macmillan, 2007.
- [7] Martin L. H., Purkiss J. A. **Concrete Design to EN 1992**. Elsevier, 2006.
- [8] ACI 318 – 2019: **Building Code Requirements for Structural Concrete**. American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 2009.
- [9] PCI. **PCI Handbook – 2002**. PCI, 2002.
- [10] Lin T.Y., Burn N.H. **Design of Prestressed Concrete Structures**. John Wiley & Sons, 1981.
- [11] Nawy E. G. **Prestressed Concrete – A Fundamental Approach (5th ed.)**. Prentice Hall, 2009.
- [12] Nilson A. H. **Design of Prestressed Concrete**. John Wiley & Sons, 1987.
- [13] Sami Khan, Williams M. **Post-Tensioned Concrete Floors**. Butterworth-Heinemann Ltd., 1995.
- [14] Post-Tensioning Institute. **Post-Tensioning Manuel**. 6th Ed., Phoenix, AZ, 2006.
- [15] Collins M. P., Mitchell D. **Pestressed Concrete Structures**. Prentice Hall, Upper Saddle, Rever, NJ, 1991.
- [16] TCVN 5574:2018 : **Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép – Tiêu chuẩn thiết kế**.
- [17] Nguyễn Tiên Chương. **Kết cấu bê tông ứng suất trước căng sau**. Nhà xuất bản Xây dựng, Hà Nội, 2015.

- [18] Nguyễn Trung Hòa (dịch và chú giải). **Tiêu chuẩn Châu Âu – Eurocode EN 1992 – 1 – 1. Thiết kế kết cấu bê tông và bê tông cốt thép.** Nhà xuất bản Xây dựng, Hà Nội, 2006.
- [19] Ngô Thế Phong, Phan Quang Minh. **Kết cấu bê tông cốt thép – Thiết kế theo Tiêu chuẩn Châu Âu.** Nhà xuất bản Xây dựng, Hà Nội, 2010.